

E. RIBERA

PUENTES DE FABRICA Y HORMIGON ARMADO

TOMO I

GENERALIDADES, MUROS
Y PEQUEÑAS
OBRAS

2.^a edición

MADRID

Talleres Gráficos Herrera, Hermosilla, 50

1934



FUNDACION
JUANELO
TURRIANO



FUNDACIÓN
JUANILLO
TURRIANO

Rosendo José García Sáez

1944

PUENTES DE FABRICA
Y
HORMIGON ARMADO

R F



FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

OBRAS DEL AUTOR

- ESTUDIO SOBRE LOS TRANVIAS DE VAPOR.—Folleto (1890). Agotado.
- PUENTES DE HIERRO ECONOMICOS, MUELLES Y FAROS SOBRE PALIZADAS Y PI-
LOTES METALICOS.—Segunda edición (1895).—Obra premiada con la Cruz de Ca-
ballero de Carlos III; 258 páginas de texto, con 37 figuras intercaladas y 31 láminas
en tomo separado.—Informada favorablemente por la Academia de Ciencias.—Agota-
das dos ediciones de 1.000 ejemplares.
- ESTUDIO SOBRE EL EMPLEO DEL ACERO EN LOS PUENTES.—Publicado en el "Bo-
letín" de la "Revista de Obras Públicas", números 7, 9 y 10 de 1896. Tomo I.
- GRANDES VIADUCTOS.—Primer tomo de la Biblioteca de la "Revista de Obras Públi-
cas" (1897).—Obra premiada con propuesta de la Encomienda de Carlos III.—Un vo-
lumen en 4.º, con 30 láminas, 400 páginas y 100 figuras intercaladas en el texto: 30
pesetas.
- LA ASOCIACION INTERNACIONAL PARA EL ENSAYO DE LOS MATERIALES DE
CONSTRUCCION.—Folleto (agotado).
- HORMIGON Y CEMENTO ARMADO. MI SISTEMA Y MIS OBRAS.—Folleto.
- PUENTES DE HORMIGON ARMADO.—Folleto de los artículos publicados en la "Re-
vista de Obras Públicas" (1900) (agotado).
- CUBIERTAS PARA DEPOSITOS DE AGUA.—Folleto (agotado).
- CONFERENCIA EN EL ATENEO DE MADRID sobre las construcciones de hormigón ar-
mado.—Folleto (agotado), 1902.
- LE BETON ARME EN ESPAGNE.—Publicado por el "Bulletin de la Société des Inge-
nieurs Civils de France". Mars, 1907.
- LOS PROGRESOS DEL HORMIGON ARMADO EN ESPAÑA.—Folleto (1907).
- LOS PUENTES MODERNOS.—Conferencia en el Instituto de Ingenieros Civiles.—Folle-
to (1908).
- EL FERROCARRIL DE TANGER A ALCAZAR.—Folleto (1913).
- LA VERDAD SOBRE EL FERROCARRIL DIRECTO DE MADRID A VALENCIA.—Fo-
lleto (1914).
- LA CONVENIENCIA ESPAÑOLA EN LA GUERRA EUROPEA.—Conferencia en el Ins-
tituto Francés.—Folleto (1915).
- LA ARITMETICA Y LA HISTORIA, EN CONTRA DE LA HEGEMONIA ALEMANA.—
Conferencia en el Instituto Francés.—Folleto (1916).
- EVOLUCIONES CONSTRUCTIVAS.—Conferencia en la Exposición de la Construcción
(año 1925).
- PUENTES DE FABRICA Y HORMIGON ARMADO.—Tomo I: Generalidades, muros y
pequeñas obras.—2.ª edición, corregida y aumentada (1934). 320 páginas, 231 figu-
ras y 20 láminas (1925).
- Tomo II: Cimientos.—2.ª edición, corregida y aumentada (1931).
- Tomo III: Anteproyectos y puentes de fábrica (1929).
- Tomo IV: Puentes de hormigón armado y obras especiales.



PUENTES DE FABRICA
Y
HORMIGON ARMADO
POR

DON JOSE EUGENIO RIBERA

INGENIERO JEFE DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

PROFESOR DE LA ASIGNATURA

EN LA ESCUELA ESPECIAL DEL CUERPO

ACADEMICO CORRESPONSAL DE LA ACADEMIA DE CIENCIAS

TOMO I

2.^a edición, corregida y aumentada

GENERALIDADES, MUROS
" Y PEQUEÑAS OBRAS "

MADRID
TALLERES GRAFICOS HERRERA
Hermosilla, 50
1934

R. 522

S. 452 / 33-I



FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO



*En recuerdo
de mi hijo Emilio,
Ingeniero (T. P. Paris)
† en Tetuán (Marruecos)
el 31 de Agosto 1923.*

Dedico este libro a mis discípulos

J. H. R. L.



FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

PUENTES DE FABRICA Y HORMIGON ARMADO

MI PROPOSITO Y MI PROGRAMA

EN 37 años de intensa y accidentada vida profesional he intervenido, como ingeniero o constructor, en más de quinientos tramos o arcos de puentes de todos los tipos y sistemas, de piedra, de hierro, pero, sobre todo, de hormigón armado (1).

Así es que, como profesor de Puentes de fábrica y de hormigón armado de nuestra Escuela, me considero casi obligado a publicar el fruto de mi experiencia, no exenta de los yerros a que estamos únicamente expuestos los que conjugamos el verbo *hacer*.

Pero, sobre todo, hay un hecho que me decide a poner en orden mis apuntes.

La guerra europea, con su enorme encarecimiento de los materiales y de la mano de obra, ha modificado profundamente los procedimientos constructivos.

No sólo deben reducirse al límite las cantidades de materiales, sino prescindir en lo posible de los obreros de oficio, construyendo las obras con peones y medios mecánicos.

El hormigón, con o sin armaduras, se impone, por lo tanto, en la mayor parte de las obras públicas.

Los libros que conozco enumeran prolijamente los puentes más grandiosos del Extranjero, de sillería casi todos; pero se abstienen de justificar el gasto enorme que hoy ocasionarían; detallan las dificultades vencidas, pero no critican las que pudieran evitarse.

En cambio, apenas si se ocupan de los puentes y pontones mo-

(1) Entre los de hierro citaré el de Ribadesella, de 300 metros de largo, sobre palizadas y pilotes de rosca; el viaducto de Pino, sobre el Duero, con un arco de 120 m. de luz; el puente colgado de Amposta, de 135 m. de luz, siendo estos dos últimos los puentes de mayor luz de España.



destos con tipos económicos, ni de las obras de hormigón, que son las que principalmente tendrán ahora que utilizar los ingenieros.

Considero, por último, conveniente imprimir carácter práctico a la enseñanza de la Construcción de puentes.

Tienen los alumnos de las Escuelas cierta tendencia a alucinarse con los ejemplos gigantescos y con la resolución de problemas mecánicos; en cambio, como se les habla poco de pesetas, se preocupan menos del coste de las obras.

Son deficiencias de nuestra enseñanza profesional, que pueden ser peligrosas y debemos atenuarlas, si no corregirlas.

Para ello hay que inculcar a los jóvenes Ingenieros que nuestra profesión no es un sacerdocio científico, sino una gerencia culta y razonada de las obras públicas; que el *técnico equilibrado* debe ser, ante todo, un *economista*; que, por lo tanto, es más útil acertar, aunque sea a fuerza de tanteos, con la disposición más barata de una obra, que resolver el problema con soluciones monumentales y sublimes cálculos; es preciso convencerles, por último, de que la construcción es *Arte*, más que *Ciencia*; de que en ella interviene no sólo el *buen gusto* del que proyecta, sino, y sobre todo, el *buen sentido* con que concibe las disposiciones; de que la Mecánica sólo interviene, *a posteriori*, para *comprobar* estabilidades y resistencias, *con la aproximación que consienta la exactitud de las hipótesis admitidas*, en cuya elección es preciso también poner a contribución el instinto constructivo.

Estos son los puntos de vista que considero esenciales y que han de presidir en la redacción de mi libro, en el que, si bien recordaré someramente *lo que se ha hecho hasta ahora*, me extenderé con detalle sobre *lo que debe hacerse en lo sucesivo*.

Al estudiar lo que se ha hecho hemos de ver que los Ingenieros españoles se han distinguido muy especialmente en la construcción de puentes, en los que no persiguieron el lucimiento personal, sino la parquedad en el gasto.

Es para mí una gran satisfacción el poder presentar como ejemplo de casi todos los tipos de cimientos y de puentes muchas obras españolas, bien concebidas y económicamente realizadas.

Quizá parezca inmodestia que incluya estre éstas las que yo dirigí; pero como no disimularé sus imperfecciones, tampoco tengo por qué ocultar las que juzgue acertadas, que son *la resultante de mi vida de trabajo*.

Mi programa es el siguiente:

En este primer tomo recordaré primero los *Materiales* que se emplean en esta clase de obras y haré una somera *Reseña histórica* de los puentes de fábrica y hormigón armado construídos en todos los países.

Detallaré después, en la segunda y tercera parte del mismo to-



mo, los tipos de *muros* y *pequeñas obras*, que, aunque son los más frecuentes, no suelen estudiarse con el cuidado que merecen.

Los tres tomos siguientes, que estoy preparando, se dedicarán, respectivamente, al estudio de los *Cimientos*, *Proyectos* y *Construcción de los puentes de fábrica y hormigón armado*.

Como este trabajo está destinado a la enseñanza y a los constructores, procuraré darle carácter esencialmente práctico.

Quizá muchos compañeros lo tachen de vulgar; pero no lo escribo para los Ingenieros sabios, ni pretendo lucirme con mi escasa ciencia y erudición, ni presumo de literato. Unicamente aspiro a que me entiendan fácilmente la mayoría de mis lectores.

Madrid, enero de 1925.

EL AUTOR

UNAS PALABRAS SOBRE ESTA SEGUNDA EDICION

Sólo tengo que añadir algunas palabras al prólogo que encabezaba la primera edición de este tomo. De entonces acá se han construido centenares de puentes de hormigón armado, por lo que he tenido que ampliar con nuevos ejemplos la reseña histórica que figura en la primera parte.

Asimismo, y con la amable colaboración de mis ilustres compañeros D. Eduardo de Castro y D. Alfonso Peña, he puesto al día el capítulo que se ocupa de cementos y ampliado algunos detalles de los capítulos sobre los muros.

Réstame significar mi agradecimiento a los compañeros y discípulos que con datos y fotografías me han permitido refrescar esta segunda edición.

Madrid, marzo 1934.

J. EUGENIO RIBERA



PUENTES DE FABRICA Y HORMIGON ARMADO

INDICE DEL TOMO PRIMERO

SEGUNDA EDICIÓN

Páginas

PRÓLOGO	5
---------------	---

PRIMERA PARTE GENERALIDADES

CAPITULO PRIMERO

DEFINICIONES

Obras de fábrica	19
Muros.—Obras de desagüe.—Luces de las obras.—Badenes.—Caños.—Tajeas.—Alcantarillas	20
Pontones.—Puentes.—Viaductos.—Puentes viaductos.—Acueductos.—Sifones.—Pasos superiores e inferiores.—Puentes de fábrica.—Puentes de hormigón armado.—Puentes metálicos...	21
Puentes colgados.—Estribos y pilas.—Palizadas.—Bóvedas.—Puentes en arco	22
Timpanos.—Pretilos	23

CAPITULO II

MATERIALES QUE SE EMPLEAN EN LAS OBRAS DE FABRICA

§ I.—Fábricas de piedra

Piedra	25
Sillería	26



FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

	Páginas
Ejecución de la sillería y sillarejo	27
Mamposterías	29

§ II.—Fábricas de ladrillo y mixtas

Ejecución	32
Fábricas mixtas de piedra y ladrillo.—Dimensiones.....	33

§ III.—Morteros

Cal grasa.....	34
Cales hidráulicas.—Cementos naturales.—Cementos de Zumaya.....	35
Cementos de escoria.—Cementos portland.....	36
Sand cement.....	37
Cementos puzolánicos	38
Cemento fundido	39
Nuevo horizonte para la fabricación de cementos.—Arenas	40
Agua	42
Morteros mixtos.—Dosificaciones y resistencias	43

§ IV.—Fábricas de hormigón

Definición.—Recuerdos históricos	44
Ventajas del hormigón	46
Sus inconvenientes	47
Hormigones en masa y moldeados.—Hormigones ciclópeos	48
Mamposterías hormigonadas.—Sillería artificial.....	49
Elección y tamaño de la piedra.—Dosificaciones y resistencias	51
Ejecución de los hormigones	52
Apisonado	54

CAPITULO III

HORMIGON ARMADO

§ I.—Generalidades

Definición	55
------------------	----

	Páginas
Idea general del trabajo en el hormigón armado	56
Reseña histórica	57

§ II.—Clasificaciones

Hormigón armado.—Cemento armado	59
Hierro hormigonado.—Hormigón zunchado.—Metal desplegado... ..	60
Tejidos metálicos.—Sistemas mixtos de metal y hormigón	61

§ III.—Disposiciones corrientes de las armaduras

Sistemas... ..	61
Clases de hierros.—Armaduras en vigas y forjados	62
Armaduras de pilares y pilotes	63
Armaduras de bóvedas... ..	64
En tubos o depósitos circulares	66

§ IV.—Ejecución de las obras

Condiciones facultativas oficiales	66
Arena.—Proporciones de arena y piedra	67
Moldes	68
Preparación y empalme de las armaduras	69
Moldeo del hormigón	71
Descimbramiento	72

§ V.—Ventajas del hormigón armado

Economía	72
Duración... ..	74
Solidaridad y rigidez.—Elasticidad.—Incombustibilidad.	75
Dilataciones.—Impermeabilidad	76
Ventajas higiénicas.—Resistencia a los ácidos.—Condiciones estéticas... ..	77
Rapidez de ejecución.—Objeciones que se han hecho al hormigón armado.	
Resumen	78

CAPITULO IV

RESEÑA HISTORICA DE LOS PUENTES DE FABRICA
Y HORMIGON ARMADO

§ I.—Puentes y acueductos de fábrica en España

Puentes primitivos...	81
Puentes romanos en España ...	82
Acueductos romanos ...	86
Puentes españoles de la Edad Media ...	87
Puentes del Renacimiento ...	95

§ II.—Puentes y acueductos de hormigón armado en España

Tramos rectos ...	103
Puentes en arco ...	104
Acueductos ...	115
Sifones...	120
Puentes en América española ...	123

§ III.—Puentes en el Extranjero

En Persia ...	125
Puentes en Francia ...	128
Italia...	138
Alemania ...	141
Inglaterra ...	144
Estados Unidos ...	146

§ IV.—Caracteres de los puentes en las distintas épocas

Epoca Romana...	147
Epoca Persa.—Edad Media.—Renacimiento.—Siglo XVIII ...	148
Siglo XIX.—Siglo XX...	149
Resumen...	150



SEGUNDA PARTE

M U R O S

CAPITULO V

DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS DE LOS MUROS

Muros de sostenimiento	155
Muros de pie.—Muros de defensa.—Muros de contención	156
Muros de revestimiento.—Muros en desplome.—Muros con contrafuertes. Muros de estribos... ..	157
Deben proyectarse estos muros a la medida del terreno y no aplicarles modelos hechos	160
Muros en vuelta de gran altura... ..	161
Materiales y ejecución de los muros	162
Cimientos de los muros	163
Coronación de los muros	164
Terraplenado	166

CAPITULO VI

DIMENSIONES DE LOS MUROS

Condiciones de estabilidad y resistencia.—Dificultad del cálculo... ..	167
Reglas empíricas	168
Transformación de perfiles por las reglas de Boix	169
Taludes corrientes	170
Nuevos perfiles en desplome	171
Espesores de los muros	172
Muros con contrafuertes	175

CAPITULO VII

MUROS DE HORMIGON ARMADO

Disposición general	179
Muros en pared	180
Muros en cajón.—Muros sobre pilotes	181
Muros mixtos de fábrica y hormigón armado	182
Descripción de algunos muros de hormigón armado	184
Construcción de los muros de hormigón armado	187

TERCERA PARTE **PEQUEÑAS OBRAS**

(Llamamos así a todas las que tienen menos de 10 m. de luz)

CAPITULO VIII

MODELOS OFICIALES PARA CARRETERAS

Conveniencia de los modelos de tipos corrientes	193
Modelos oficiales antiguos.—Error fundamental de los antiguos modelos.	194
Nuevos modelos oficiales... ..	197
Supresión de las obras altas	198
Caños y tajeas.—Alcantarillas y pontones	199
Grupos de pequeñas obras	200
Supresión de las fábricas mixtas	201
Morteros y hormigones.—Elección de las bóvedas	203
Supresión de las chapas o contrarrosas... ..	204
Elección de los muros... ..	205
Tímpanos e impostas.—Pretils.—Determinación de los espesores	206

CAPÍTULO IX

PEQUEÑAS OBRAS ESPECIALES

Badenes	209
Tubos de cerámica.—Tubos de fundición.—Tubos de mortero de cemento.	210
Tajeas en ferrocarriles.—Alcantarillas y pontones en ferrocarriles... ..	212
Obras pequeñas en terrenos inclinados... ..	214
Obras oblicuas	218
Sifones	220

CAPITULO X

PEQUEÑAS OBRAS DE HORMIGON ARMADO

Losas para caminos ordinarios	223
Tramos para pontones carreteros... ..	225
Disposición de los andenes... ..	227
Losas para ferrocarriles... ..	228



	<u>Páginas</u>
Tramos para ferrocarriles...	230
Losas y tramos oblicuos ...	231
Pasos superiores carreteros...	232
Grupos de pontones ...	235
Ventajas de estas pequeñas obras de H. A. ...	236
Sustitución de los puentes por grupos de pontones ...	237

CAPITULO XI

DESAGÜE DE LAS PEQUEÑAS OBRAS

Importancia económica de las pequeñas obras ...	239
Conveniencia de un minucioso estudio de los modelos...	240
Cálculo del desagüe...	241
Desagüe de los grupos de pontones...	242
Luces de los pasos inferiores...	243

CAPITULO XII

CIMIENTOS DE LAS PEQUEÑAS OBRAS

Definición.—Condiciones que deben satisfacer los cimientos...	245
Resistencia del terreno a las socavaciones.—Cimientos de caños y tajeas.	246
Cimientos de las alcantarillas y pontones...	249
Cimientos en terrenos inclinados.—Cimientos de muros en vuelta y en aletas...	252

CUARTA PARTE

SINTESIS DEL TOMO I

Y APENDICES

CAPITULO XIII

SINTESIS DEL TOMO I

Clases de materiales...	257
Precios de las unidades de obra ...	258

	Páginas
Tipos de muros.—Tipos de pequeñas obras	260
Conclusión	261

APENDICE 1.º

Pliego general de condiciones para la recepción de los aglomerantes hidráulicos en las obras de carácter social... ..	263
--	-----

APENDICE 2.º

Condiciones facultativas generales aplicables a todas las obras de hormigón armado	277
---	-----

APENDICE 3.º

Memoria de los nuevos modelos de pequeñas obras de fábrica	285
---	-----

APENDICE 4.º

Condiciones facultativas especiales para las pequeñas obras de fábrica...	301
---	-----

APENDICE 5.º

Condiciones facultativas particulares que, además de las Condiciones facultativas generales para las obras de hormigón armado, deberán regir en la ejecución de los tramos rectos de hormigón armado para carreteras y caminos vecinales... ..	307
--	-----

APENDICE 6.º

Condiciones facultativas particulares que, además de las Condiciones facultativas generales para las obras de hormigón armado, deberán regir en la ejecución de los puentes en arco, para carreteras y caminos vecinales	313
---	-----



PRIMERA PARTE

GENERALIDADES

CAPITULO I. — Definiciones.

CAPITULO II. — Materiales que se emplean en las obras de fábrica.

CAPITULO III. — Hormigón armado.

CAPITULO IV. — Reseña histórica de los puentes de fábrica y de hormigón armado.



CAPITULO I

DEFINICIONES

Obras de fábrica.—Muros.—Obras de desagüe.—Luces de las obras.—Badenes.—Caños.—Tajeas.—Alcantarillas.—Pontones.—Puentes.—Viaductos.—Puentes viaductos.—Acueductos.—Sifones.—Pasos superiores e inferiores.—Puentes de fábrica.—Puentes de hormigón armado.—Puentes metálicos.—Puentes colgados.—Estribos y pilas.—Palizadas.—Bóvedas.—Puentes en arco.—Tímpanos.—Pretilos.

Es necesario, ante todo, definir claramente los términos con que se designan en Ingeniería, los tipos y elementos principales que componen las *obras de fábrica* (1) que vamos a estudiar.

Obras de fábrica.—Los Ingenieros denominamos así a todas las obras (que no sean edificios) construídas exclusivamente con *materiales pétreos* y correspondientes a una vía de comunicación, terrestre o fluvial, es decir a caminos ordinarios, ferrocarriles, canales de navegación de riego o de fuerza.

Algunos Ingenieros las denominan obras de *mampostería*, que es la traducción literal de la *maçonnerie* francesa, pero es un galicismo innecesario, ya que nuestra Academia reserva la palabra *mampostería* para la "Obra hecha de cal y canto, que se ejecuta co-

(1) El Diccionario de la Academia Española consigna así la acepción arquitectónica de la palabra *fábrica*: "Hecha con ladrillo o piedra, ya labrada o sin labrar y mezcla de cal y arena, o yeso." Algún tanto arcaica resulta esta definición, pues hoy día se amplía esta designación a todas las fábricas ejecutadas con morteros hidráulicos y con hormigones de cualquier clase.



locando a mano las piedras donde conviene, sin guardar orden en los tamaños y medidas”.

Otros técnicos clasifican estas construcciones entre las *obras de arte*, traduciendo también del francés “*ouvrages d'art*”. Nos parece pretenciosa esta denominación y mantenemos el término de *obras de fábrica*, aceptado ya en nuestro vocabulario oficial, que así las designa.

Muros.—Entre las obras de fábrica, las que primeramente deben estudiarse son los *muros* que sostienen la vía o sus taludes, y que sirven, además, para empalmar las vías, con las obras de desagüe propiamente dichas.

Obras de desagüe.—Son todas las que permiten el paso de corrientes de agua, a través de las vías de comunicación.

Se clasifican en *badenes*, *caños*, *tajeas*, *alcantarillas*, *pontones* y *puentes*.

Luces de las obras.—Llámanse luz de una obra de desagüe a la distancia horizontal de los apoyos.

Puede una obra de desagüe tener varios claros, de igual o diferente luz cada uno de ellos.

Se llama luz teórica a la distancia teórica de los apoyos, que se adopta para calcular un tramo o un arco; estas luces son, naturalmente, superiores a las luces reales.

Badenes.—Son las obras de consolidación de los caminos o carreteras, que permiten el paso de aguas intermitentes y torrenciales por encima del camino, evitando la construcción de obras de desagüe por debajo de él.

Caños.—Se aplica este nombre a los tubos de sección circular u ovoide contruídos para desagüe de pequeños caudales de agua.

Tajeas.—Son las pequeñas obras de desagüe, que no siendo tubos, tienen luces que no exceden de un metro.

Alcantarillas.—Aunque esta denominación se aplica generalmente a los desagües subterráneos en poblaciones, lo empleamos también para denominar las obras de desagüe de luces comprendidas entre 1 y 3 metros.



Pontones.—Llámanse así las obras de luces comprendidas entre 3 y 10 metros.

Puentes.—A partir de 10 metros de luz inclusive, toman las obras de desagüe el nombre de *puentes*.

Viaductos.—Se reserva esta denominación a las obras construídas para salvar una depresión del terreno, un valle o un barranco, sin corriente de agua importante.

Puentes viaductos.—Pero si en esa hondonada del terreno, existiese un río, de sección muy inferior al desagüe del viaducto, éste debe denominarse *punte-viaducto*.

Acueductos.—Suele emplearse este nombre para todas las obras destinadas a conducir aguas limpias o sucias, pero nosotros lo reservamos para los viaductos que sostienen canales de riego, de abastecimiento o de navegación.

Sifones.—Asimismo aplicaremos el nombre de *sifón* a las obras que permiten el paso del agua en conducción forzada, a través de un valle o de una vía de comunicación.

Puede haber *sifones-acueductos* cuando una parte del sifón se apoya sobre un acueducto.

Pasos superiores e inferiores.—Llámanse así a las obras destinadas a pasar por encima o por debajo de otras vías de comunicación.

El que proyecte o construya esta clase de obras es el que la denomina superior o inferior, según que tenga que atravesar una vía ya construída, por encima o por debajo de ella.

Puentes de fábrica.—Comprendemos bajo este nombre, los puentes construídos, con piedras más o menos labradas, con ladrillo o con hormigón en masa.

Puentes de hormigón armado.—Reservamos esta denominación a los puentes, que llevan armaduras metálicas dentro de la masa del hormigón.

Puentes metálicos.—Son los que están principalmente construídos por entramados, rígidos o elásticos de hierro o acero. Pue-



den tener sus apoyos también metálicos, pero generalmente son éstos de fábrica.

Puentes colgados.—Se aplica exclusivamente este nombre a los que llevan el tablero colgado de cables de acero. Son más o menos rígidos, según los sistemas adoptados.

Estribos y pilas.—Se llaman *estribos* a los apoyos extremos de una obra de desagüe, viaducto o acueducto, y *pilas* a los apoyos intermedios, cuando la obra comprende varios claros.

Palizadas.—Se reserva este nombre a las pilas y estribos constituidos por pilares o columnas aisladas, de madera, hierro u hormigón armado.

Bóvedas.—El Diccionario de la Academia designa con este nombre a la “obra de fábrica que sirve para cubrir el espacio comprendido entre dos muros o varios pilares”.

Es incompleta esta definición, ya que en ella pueden caber los dinteles planos, de piedra, edificados por los griegos en sus templos, por Juan de Herrera en su célebre techo de El Escorial, por las grandes losas que cubren las pequeñas obras de fábrica. La bóveda, tratándose de puentes, lleva consigo el concepto de la forma curva, que se da a la fábrica, para que resista por compresión directa de sus elementos, y así es como debe entenderse en Ingeniería, ya se ejecuten las bóvedas con piedras, preparándolas en forma de cuñas, ya con ladrillos, en cuya fábrica el mortero que los une es el que les da la forma abovedada, ya con fábrica de hormigón en masa o armadas con barras metálicas.

La parte vista por los costados de las bóvedas, se denomina *frente*; su paramento inferior, *intradós*; su paramento superior, *trasdós*; se llama *clave* la parte central y superior de las bóvedas, y *arranques* sus partes inferiores.

Puentes en arco.—Se designan así los puentes cuyo elemento resistente es la bóveda. Cada bóveda puede estar constituida por varios *arcos* independientes, como ocurre con frecuencia en los puentes de hormigón armado.

La forma de los arcos es muy variable, según las curvas del intradós y se denominan:



Medio punto, cuando es un medio círculo.

Escarzano, o arco rebajado, cuando es un arco de círculo.

Carpanel, cuando el intradós está formado por varios arcos de círculo tangentes entre sí.

Elíptico, cuando es una elipse.

Ojival, si los dos arcos de círculo se cortan en la clave.

Pero hoy día, se adoptan para la forma de los arcos, curvas especiales: parábolas, catenarias, etc.

Llámase *flecha* de un arco la distancia de la horizontal de arranques al intradós en la clave, y *rebajamiento* de un arco, la relación entre la flecha y la luz.

Tímpanos.—Es también incompleta la definición académica de los tímpanos: "espacio triangular que queda entre las dos cornisas inclinadas de un frontón y la horizontal de su base". Tratándose de puentes, designamos con el nombre de *tímpanos* los espacios mixtilíneos, comprendidos entre la bóveda y la cornisa de coronación del puente, que entonces se llama *imposta*.

Los tímpanos pueden ser macizos o aligerados.

Pretiles.—Es el murete de fábrica que, apoyándose sobre la imposta de los puentes o muros, sirve para la seguridad de los transeúntes. Cuando se sustituye la fábrica de los pretiles, con un antepecho metálico, se designa con el nombre de *barandilla*.





FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

CAPITULO II

Materiales que se emplean en las obras de fábrica

- § I.—FABRICAS DE PIEDRA.—Sillería.—Sillarejo.—Ejecución de las silleras.—Mamposterías en general, en seco, ordinarias, careadas y concertadas.—Ejecución de las mismas.
- § II.—FABRICAS DE LADRILLO Y MIXTAS.
- § III.—MORTEROS.—Aglomerantes (cal grasa, cal hidráulica, cementos naturales, cementos de Zumaya, cemento de escoria, cemento portland, Sand cement, cementos puzolánicos, cemento fundido).—Nuevo horizonte para la fabricación de cementos.—Arenas.—Agua.—Morteros mixtos.—Dosificaciones y resistencias.
- § IV.—FABRICAS DE HORMIGON.—Definición.—Recuerdos históricos.—Ventajas del hormigón.—Sus inconvenientes.—Hormigones en masa.—Hormigones ciclópeos.—Mamposterías hormigonadas.—Piedra artificial.—Elección y tamaño de la piedra.—Dosificaciones y resistencias.—Ejecución.—Apisonado.

Conviene recordar y definir desde ahora y aunque sea someramente, los materiales y ejecución de las fábricas que se emplean en estas obras.

§ I.—FABRICAS DE PIEDRA

Piedra.—El material clásico y el mejor sin duda alguna, es la piedra. Deberá preferirse la más dura y resistente, pero se em-



plea la que se encuentra más a mano, salvo en algunos casos especiales, en que por razones decorativas se lleva piedra de grandes distancias.

Todas las piedras son admisibles, mientras no sean heladizas, ni se descompongan al aire o en el agua.

La piedra se emplea en fábricas de sillería, mampostería u hormigón.

Sillería.—Llámase así la fábrica compuesta por piedras labradas con mayor o menor perfección, según previos despieces geométricos. Los Arquitectos llaman a esta fábrica *cantería*, sin duda porque los operarios que labran sus piezas son los *canteros*. Los Ingenieros la denominamos *sillería* y cada pieza se llama *sillar*.

Las dimensiones de los sillares varían mucho, según la importancia de las obras, las canteras de que se dispone, los elementos en que han de figurar.

Conviene, en lo posible, reducir las dimensiones de las hileras de 30 a 50 cm. como máximo, porque así se facilita su trabajo y sobre todo su asiento en obra, sin perjuicio de la resistencia.

La tendencia actual de los Ingenieros, es suprimir, o por lo menos reducir, el empleo de la sillería de grandes dimensiones, sustituyéndola por la que se llama *sillarejo*, en la que con iguales condiciones de labra, no exceden sus hileras de 25 cm., siendo una fábrica más fácil de despiezar y más barata de adquisición, labra y asiento.

Se dice que las piedras están colocadas *a soga*, cuando su mayor dimensión es paralela al paramento; *a tizón*, cuando es normal, y *llave*, cuando atraviesa todo el grueso del macizo.

Se subdivide la sillería en *recta* y *aplanillada*, según que tenga sus paramentos normales, o que ofrezcan en algún paramento planos o superficies oblicuas o con molduras. En este último caso se debe llamar *moldurada*.

También se subdivide en *sillería fina* o *tosca* y *averrugada*, según que se labre todo el paramento con bujarda fina, o que se limite la labra al cincelado de las aristas, dejando el resto del paramento con las creces de cantera.

perpendicular



Ejecución de la sillería y sillarejo.— En las canteras de donde se extraiga, se desbastan las piezas con arreglo a las *Memo-rias de cantería*, que así se llaman las relaciones de las piedras que se necesitan en la obra. Este desbaste se hace con martillo y puntero y se dejan creces de 2 a 3 cm. en cada cara.

Al pie de obra, se procede a la labra de los paramentos y juntas, éstas en una extensión de 5 a 10 cm.; el resto de las piezas puede quedar sin labra.

En las obras públicas en general, la labra puede ser tosca y casi siempre produce mejor efecto la sillería averrugada que la de labra fina. Es un contrasentido y una carencia de gusto de que adolecen algunos Ingenieros, ejecutar puentes con labra fina en terrenos quebrados o en obras de grandes dimensiones.

¡Cuánto más racional, artística y económica es la sillería averrugada del puente de Luxemburgo (fig. 1), aunque está situado



Fig. 1.—Arranque del arco del puente de Luxemburgo.

en una población; y la del puente de Waldlibotel (fig. 2) construido en los Alpes austríacos, que las filigranas de labra que nos exigieron en el puente que representa la figura 3!

Pero aun para esta sillería basta, se precisan canteros en abundancia, y el escaso rendimiento de la mano de obra de esta clase de operarios y la resistencia que oponen las Socie-

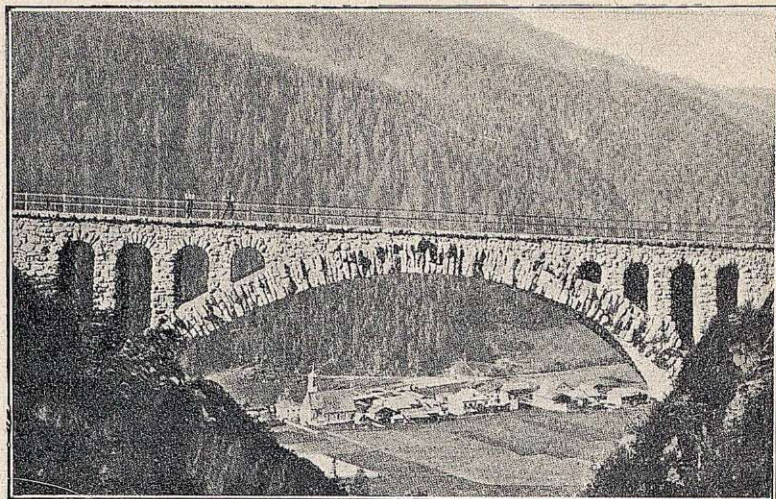


Fig. 2.—Puente de Waldlibotel (Tirol austríaco).

dades obreras a la labra mecánica, tan generalizada en el extranjero y que en España sólo ha conseguido introducirse en algunas provincias españolas, aconseja por otra parte a los Ingenieros prescindir de la sillería, siempre que pueda sustituirse.

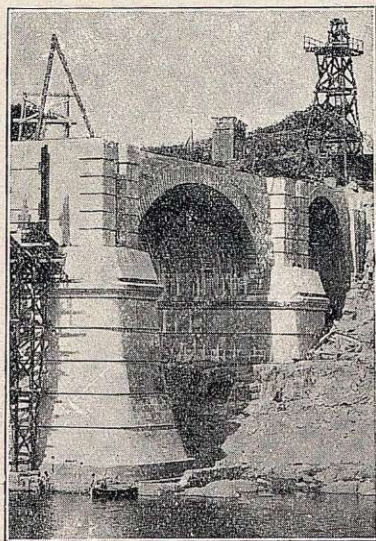


Fig. 3.—Puente de Orense.

En todo caso, con los morteros de Portland que hoy se emplean, se obtienen iguales resistencias con fábricas de sillarejo, cuyas piedras son más fáciles de obtener de cantera y más manejables para su asiento, lo que permite una doble economía y satisfactorio aspecto, como se observa en la figura 4.

Pero si aun así resultara esta fábrica de coste muy ele-

vado, puede y debe sustituirse con sillería artificial, que describiremos más adelante.

Mamposterías.— Llámense así las fábricas edificadas con piedras sin labrar de 20 a 50 cm. de dimensión en cualquier sentido, pero sentadas en obra por operarios llamados mamposteros.—Se dividen a su vez en las siguientes clases:

Mampostería en seco.— Cuando no se emplea mortero para aglomerar los mampuestos, sentando éstos *en seco*, pero escogiéndolos y asentándolos uno por uno para conseguir una fábrica estable.

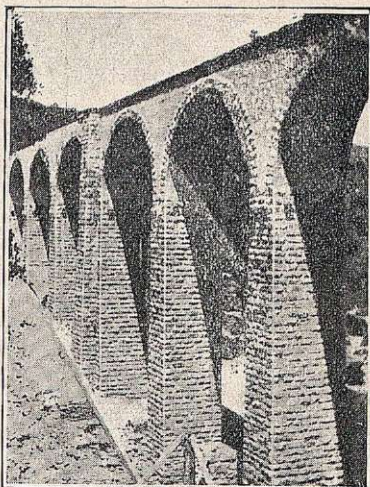


Fig. 4.—Viaducto de Arquija (ferrocarril de Vitoria a Estella).

Mampostería ordinaria. — Se sobreentendía antes que era con mortero de cal grasa. — Cuando en lugar de cal común se emplean cemento o cales hidráulicas, en todo o en parte, se llama *mampostería ordinaria hidráulica* o *semihidráulica*. — Para ejecutar esta fábrica, el mampostero elige las piedras y las coloca en obra, preparándolas únicamente con el martillo, utilizando los mampuestos de todas dimensiones, aunque sea en paramentos (fig. 5).

Mampostería careada. — Para esta clase de fábrica, se eligen los mampuestos más regulares para los paramentos, de manera a suprimir en éstos las piedras de pequeña dimensión o ripios; pero este desbaste, sólo se ejecuta con martillo y trinchante, no preocupándose de dar a los mampuestos formas ni dimensiones determinadas (fig. 6).

Mamposterías concertadas. — Sé desbastan los mampuestos en formas regulares y geométricas, labrándolas en tosco con el picón.

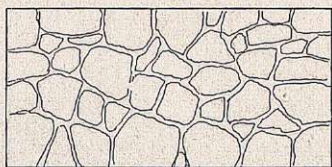


Fig. 5

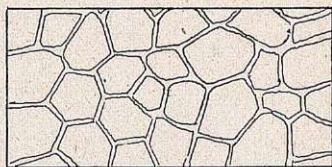


Fig. 6

Fig. 7

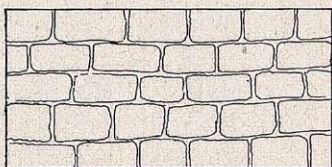
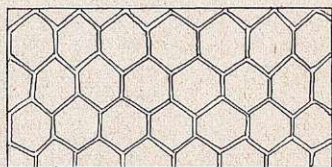


Fig. 8



Si la cantera es en bancos, la mampostería concertada puede aproximarse por su aspecto al sillarejo, *sentándose por hiladas*; pero no es necesario que las hiladas sean iguales en toda la extensión de la obra (fig. 7).

Si la cantera produce mampuestos de forma irregular, suelen escogerse los mejores y más iguales, dándoles formas hexagonales. — No debe exagerarse la regularidad de estos mampuestos, que producen, a nuestro juicio, mal efecto, pues no es racional una fábrica perfecta con hiladas de apoyo inclinadas, como se ve perfectamente en las figuras 8 y 9.

En las mamposterías, debe cuidarse muy especialmente de obtener macizos bien trabados y monolíticos, procurándose ejecutar por capas normales a la dirección de las presiones a que está sometida la mampostería (fig. 10).

Es también primordial que los mampuestos de las diferentes hiladas de paramentos, tengan tizones desiguales, para que traben con los del macizo y asienten por igual en todo el espesor de la fábrica.

Deben rellenarse todos los huecos con mortero bastante fluido y acunarse con martillo en los huecos mayores, las piedras pequeñas llamadas ripios que puedan penetrar en ellos, siendo condición precisa que los mampuestos y ripios no estén en contacto directo, sino por intermedio de mortero.

Por último, deben rejuntarse los paramentos descarnando las



juntas y rellenándolas de nuevo con mortero fino, fuertemente comprimido. — No es lógico que estos rejuntados sobresalgan del paramento, como se hace algunas veces; las juntas deben, por el contrario, estar remetidas.

Cada región tiene sus operarios y sus prácticas; pero más que del aspecto exterior de las mamposterías, debe cuidarse el Ingeniero de que la ejecución de las fábricas responda al papel que cada parte de obra debe desempeñar en la construcción, persiguiendo la trabazón y monolitismo de los macizos, que son las hipótesis admitidas en los cálculos de resistencia.

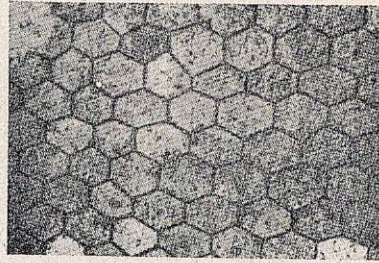


Fig. 9.—Mampostería concertada.

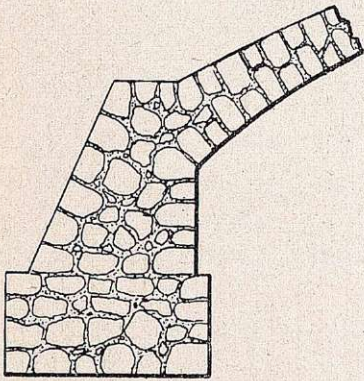


Fig. 10

También en mamposterías resulta de buen efecto el averrugado de los paramentos, como se aprecia en la figura 11.

En todo caso, la mano de obra de careo y rejuntado de paramentos, debe estar en relación con la visibilidad y la importancia de las obras en que han de ejecutarse.—No debe tratarse de igual manera la mampostería de un muro de un ferrocarril, que el tímpano de puente de población.

§ II — FABRICAS DE LADRILLO Y MIXTAS

En muchas regiones españolas, es forzoso emplear ladrillo, por no existir piedra en las inmediaciones de las obras.—Hasta puede ocurrir que sea preciso fabricar el ladrillo, por no existir tejeras en la localidad.

El ladrillo bien cocido, puede tener una resistencia a la com-

presión de 40 kgs./cm² (1), más que suficiente para la mayor parte de las obras; pero su densidad, de 1,8, inferior a la de la piedra,

de 2,2 a 3,0, obliga a aumentar los espesores en aquellos macizos, como son los muros y estribos, sometidos a empujes oblicuos, en que su peso es el factor principal de resistencia.

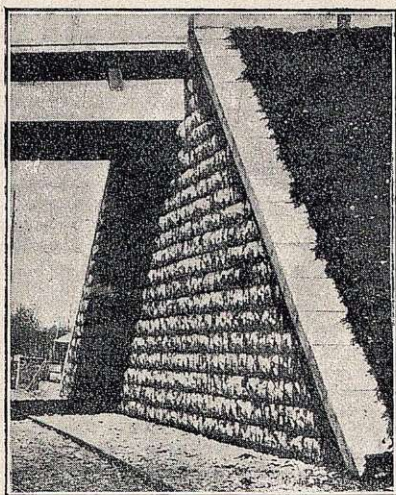


Fig. 11

Ejecución.—Para la ejecución de esta fábrica, se emplean varios aparejos del ladrillo, según los países y hasta las regiones; todos son buenos, siempre que alternen los ladrillos de sogá y tizón y no coincidan las juntas verticales en dos hiladas seguidas.

También el rendimiento de los albañiles, que son los operarios que ejecutan estas fábricas, ha disminuído sensiblemente en estos últimos años (2), lo que ha hecho encarecer esta fábrica; pero hay, sin embargo, regiones en que, a pesar de ello, es imprescindible su empleo.

Cuando los ladrillos son muy porosos, deben mojarse antes de su colocación, para no obligar al empleo de morteros demasiado flúidos, que se escurren al exterior.

Una vez enrasada una hilada, se extiende una capa de mortero, llamado *tendel*, de unos dos centímetros de grueso, sobre la que se asienta la nueva hilada, cuyos ladrillos deben comprimirse a mano sobre el tendel, para reducir el grueso de éste. — Después, se rellenan bien con mortero las juntas verticales, al mismo tiempo

(1) Los ladrillos prensados adquieren resistencias mucho mayores.—En el Laboratorio de la Escuela de Caminos se han ensayado muros de ladrillo prensado en los que se alcanzaron compresiones de más de 100 kgs./cm².

(2) Un buen oficial de albañil, con un peón, sentaba hace unos años 1.000 ladrillos diarios; hoy, el término medio no excede de 300.

que se extiende el tendel siguiente, pues es también indispensable que no queden huecos en la fábrica.

Fábricas mixtas de piedra y ladrillo.—Se han empleado con alguna frecuencia en obras públicas estas fábricas mixtas, en la que los elementos de más resistencia, como son los frentes de

Fig. 12

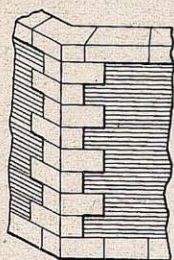
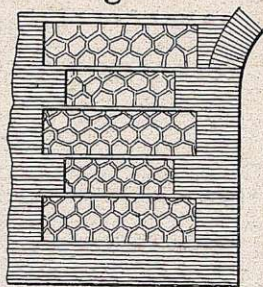


Fig. 13



bóvedas, ángulos e impostas, se construyen de sillería, limitándose el empleo del ladrillo al resto de los macizos (fig. 12).

Cuando se empleaban morteros de cal, estas fábricas mixtas ofrecían el inconveniente de sus asientos desiguales, pues claro es que asentaban más los macizos de ladrillo que los recuadros de sillería, lo que ocasionaba despegamientos de las fábricas, y muchas veces agrietamientos de los macizos. — Pero como en las obras públicas, ya casi está prescrita la cal, los asientos con los morteros hidráulicos que generalmente se emplean, son menos apreciables.

Otras veces, y es muy característico del estilo español, se intercalan *verdugadas* de dos o más hiladas de ladrillo, y se ejecutan los elementos resistentes, también de ladrillo, macizando los huecos intermedios, con *cajones* de mampostería (fig. 13).

Esta última clase de fábrica es bastante decorativa, pero su mano de obra es cara, y no parece debe aplicarse a obras públicas.

Dimensiones.—El ladrillo corriente español, fabricado a mano, tiene $28 \times 14 \times 4$.

El llamado *cerámico*, fabricado mecánicamente, suele tener $25 \times 12 \times 5,5$, y hay tendencia a emplearlos de mayores dimensiones, lo que disminuye algún tanto la mano de obra.

Entran en un metro cúbico de fábrica, de 400 a 500 ladrillos, según sus dimensiones y el grueso de juntas.

§ III. — MORTEROS (1)

Llamamos mortero, a la mezcla íntima y húmeda de arena y un aglomerante: cal o cemento.

AGLOMERANTES

Cal grasa.—La cal grasa, producto de la cocción de los carbonatos de cal puros, no suele ya emplearse en obras públicas.

Aun suponiendo que fragüe completamente, es decir, que llegue a carbonatarse toda la cal, lo que exige a veces años, cuando los macizos son gruesos, la resistencia a la compresión que alcanzan no suele exceder de 15 kgs./cm².

Por otra parte, para obtener un mortero plástico y eficaz, hay que mezclar de 300 a 400 kgs. de cal apagada por metro cúbico de arena (la dosificación corriente es en volumen de 1 × 3).

Pues bien: con morteros pobres de portland de 150 kgs. de cemento por metro cúbico de arena, se obtienen fácilmente resistencias de 20 kgs./cm² a los 7 días y de 35 kgs. al año.

Tienen, pues, más resistencia que los morteros de cal; se consigue una mayor seguridad en el fraguado, menos asientos, más monolitismo de las fábricas, y, por último, resultan casi siempre más económicas.

En efecto: aunque el precio de la cal sea generalmente poco más de la mitad que el del portland, como hay que dosificar el mortero con más de doble peso, la economía de la cal es sólo aparente.

(1) Nos limitaremos aquí a resumir las observaciones de carácter práctico que la experiencia nos aconseja, pues el estudio completo de los morteros ha sido objeto de libros especiales muy documentados, entre los que citaremos los siguientes:

Candlot: *Chaux, ciments et mortiers*, 1903.

Feret: *Etude expérimentale du ciment armé*, 1906.

The Engineering Standards Committee: *Specification for Portland cement*, año 1907.

Morrisson and Brody: *Concrete and reinforced concrete*, 1920.

Y, por último, en el tomo de *Hormigón armado*, que acaba de publicar nuestro compañero y profesor en la Escuela de esta asignatura, D. Alfonso Peña Boeuf, encontrará el lector amplias y modernas explicaciones sobre morteros y hormigones.



Téngase, además, presente que los gastos de transporte son factores comunes de cualquier aglomerante; por lo tanto, a mayor dosificación, mayor gasto de transporte.

Por todo ello, aun para muros y pequeñas obras de fábrica, aconsejamos el empleo del portland, de preferencia a la cal grasa.

Cales hidráulicas.— Si hubiese en la región cales hidráulicas de historia conocida, podrán emplearse con las dosificaciones que la práctica de la localidad aconseje, pero que no deberá ser menor, para obras de fábrica, de 250 kgs. por metro cúbico de arena.

Cementos naturales.— Se fabrican buenos cementos naturales, sobre todo en Zumaya y Cataluña, más baratos que el portland, que tienen justificada reputación, por lo que pueden emplearse sin inconveniente alguno en obras de fábrica; pero debe procederse con cautela en su elección, pues unas veces porque su fabricación ha sido deficiente y otras porque en los almacenes se han *pasado*, como se dice vulgarmente, cuando quedan inertes por haber absorbido humedad, el caso es que se encuentran muchos cementos naturales que no endurecen en los morteros.

Pero, aun seguros de su fabricación y almacenaje, no deben emplearse morteros de cemento natural con dosificaciones inferiores a 250 kgs. por metro cúbico de arena, forzándose las dosificaciones cuando las fábricas han de estar sometidas a fuertes presiones o en contacto con el agua.

Cementos de Zumaya (1).—El nombre genérico de Zumaya caracteriza a unos cementos naturales, de fraguado rápido, que provienen de margas muy arcillosas, que se cuecen a baja temperatura.

Tienen la poca uniformidad inherente a todo cemento natural, y tienen el inconveniente de la rapidez de su fraguado (uno a cinco minutos). Tienen, en cambio, la ventaja de ser indestructibles en el mar. Su composición y el análisis químico de las cenizas del lig-

(1) Este párrafo y los siguientes, que se refieren a los aglomerantes varios, han sido remozados con los datos que ha tenido la atención de facilitarnos el profesor de Puertos de la Escuela, D. Eduardo de Castro, que, por los constantes estudios que ha dedicado a este problema, constituye una autoridad en la materia.



nito usado como combustible asemejan estos cementos a los puzolánicos.

Recientemente se fabrica un cemento de Zumaya semilento sin haber variado en nada su fabricación. Puede tener utilidad en muchos casos.

Cementos de escoria. —Son los fabricados con las escorias puzolánicas de altos hornos, mezcladas con cal grasa apagada.

Dan buenas resistencias, que a veces alcanzan a las de los portland.

Cuando haya seguridad en su buena fabricación y, sobre todo, en la constante composición básica de la escoria, pueden emplearse en los morteros.

Cementos portland. —Es el conglomerante por excelencia, por la perfección y regularidad con que hoy se fabrica, gracias a las instalaciones modernas adoptadas por todos los fabricantes.

Las cualidades de los cementos españoles superan con exceso a las que determina el Pliego de Condiciones que hoy rige, el cual ha sido redactado recientemente, teniendo a la vista todos los Pliegos extranjeros; esto da idea de la buena calidad del cemento español. Lo mismo decimos de los supercementos, que a veces no son más que un portland corriente cuidadosamente dosificado, bien cocido y muy molido.

Con nuestros cementos se han hecho obras muy atrevidas, que están sometidas a esfuerzos altísimos, a los que no se habría podido llegar sin una completa seguridad en el conglomerante.

Hace ya años que el mismo cemento que es inmejorable en el aire empezó a dar malos resultados en todos los mares del mundo. A la magnesia, a la alúmina y a la cal se ha atribuido el ser las causantes del daño; no está el asunto completamente claro, aunque son muchos los que opinan que las descomposiciones tienen que achacarse a la cal; ya a la que está sin combinar en los cementos poco cocidos, o ya a la que se forma durante el fraguado por la descomposición de los silicatos básicos de cal. Según estas opiniones, la cal se hidrata y se hincha, o se convierte en sulfato de cal, que también se entumece y se disuelve, o se transforma, por la acción

del sulfato de magnesia del agua marina, en el sulfoaluminato de cal, llamado sal de Candlot, que aumenta treinta veces de volumen al hidratarse, y desagrega la masa.

El cemento no es un cuerpo químico, sino una mezcla de cuerpos diversos, que son distintos según que hayan sido unas u otras las primeras materias y según la que haya sido la temperatura del horno; una vez amasado y fraguado, también es diferente la acción del agua que lo ataca, porque la masa puede ser más o menos compacta, y según lo sea así circulará el agua con lentitud mayor o menor y será diferente la cantidad de cuerpos que lleve en disolución, y actuará de modo distinto sobre los componentes del cemento. Por no haber tenido esto en cuenta, se ha perdido mucho tiempo en las investigaciones hechas, con total desconocimiento del caso concreto que se sometía al estudio.

Sand cement.— En los Estados Unidos y Alemania se emplea, en estos últimos años, una mezcla de *clinker* (1) de cemento portland con sílice en polvo muy finamente triturada, que pudiéramos llamar *arena-cemento*, con cuya mezcla, más económica que la del aglomerante puro, se obtienen resistencias tan elevadas como de éste.

El *clinker* admite, sin menoscabo sensible de su resistencia, la adición de 25 por 100 de arena silíceo en polvo; puede aumentarse hasta 35 por 100 la proporción de arena en obras que no sufran grandes presiones.

Este tipo de cemento puede ofrecer ventajas económicas y de mayor impermeabilidad en la construcción de grandes presas, que permiten la instalación al pie de obra de fábricas de *clinkers*, que se mezclan con la arena a medida de las necesidades.

Acerca de estas adiciones no sobra citar el hecho de que hay muchas sustancias que, finamente pulverizadas y mezcladas íntimamente con el cemento, reducen algo la resistencia a la tracción, aumentan algo la resistencia a la compresión y aumentan la impermeabilidad de los morteros. En el *sand cement* hay, además, otro efecto: el de que la arena, que es sílice inerte cuando está mo-

(1) *Clinker* es el producto semivitrificado que se obtiene en los hornos de las fábricas de portland, y que, molido finamente, produce el cemento.

lida hasta un alto grado de finura, se convierte en sílice activa, que, como si fuera una puzolana, se combina con la cal.

Cementos puzolánicos.— Son el resultado de mezclar en frío el cemento con una puzolana. Hemos dicho que las desintegraciones del cemento son producidas por la cal. La puzolana es un cuerpo rico en sílice, que se combina en frío con esa cal y forma un silicato monocálcico, con lo que se transforma en elemento activo del endurecimiento lo que era un elemento perjudicial. Hay quienes opinan que no se verifica esta reacción química; que la puzolana no es más que un cuerpo que, al hidratarse, aumenta de volumen, rellena los poros y los huecos de los macizos, los hace impermeables y envuelve a la cal, dejándola aislada de las sustancias que pueden atacarla.

Desde tiempo inmemorial se emplean en Italia mezclas de cal y puzolana para las obras hidráulicas. Después se unió la puzolana con el cemento. Y hoy se ha llegado al supercemento puzolánico racional, para lo que la puzolana se prepara de modo que todo en ella sea activo.

El trass alemán, la tierra de diatomeas, el Mo-ler dinamarqués, la gaize francesa y otras muchas sustancias son puzolanas; como lo son algunas arcillas que se cuecen a temperaturas de antemano determinadas para que se exalten sus propiedades hidráulicas.

El empleo de la puzolana es muy corriente en obras de mar. Italia, Alemania, Dinamarca y otros pueblos del Norte pueden servir de ejemplo.

También se emplea hoy la puzolana para las obras de los grandes macizos, como las presas de gravedad. Conviene entonces un cemento que no desprenda mucho calor al fraguar, para que no se produzcan dilataciones que traen consigo contracciones y grietas en la masa. Los cementos puzolánicos son cementos siliciosos que, si se comparan con el portland, tienen menores resistencias iniciales, aunque alcanzan muy grandes resistencias finales; tienen un fraguado más lento, y dan lugar a reacciones también lentas, que producen poco calor. Por eso los emplean los Ingenieros alemanes para las presas, con preferencia a lo que hacen los norteamericanos, que señalan las calorías que el cemento ha de desprender y limitan la cantidad de alúmina, para limitar así la cantidad de alu-



minato tricálcico que es el cuerpo que desprende más calor durante las reacciones del fraguado y del endurecimiento.

No conviene olvidar que los silicatos de cal son los que producen las reacciones lentas del endurecimiento, mientras que los aluminatos son los que principalmente contribuyen a las reacciones rápidas del fraguado.

Cemento fundido.— El portland se hace con mezclas de caliza y arcilla, ya sean las artificiales que se hacen en la fábrica, ya sean las que mezcló íntimamente la Naturaleza al formar las margas; el cemento fundido se hace con una mezcla de caliza y bauxita; es decir, que la arcilla, que es primera materia del portland, se sustituye por un óxido hidratado de alúmina y hierro. La temperatura del horno llega hasta producir la fusión, no quedándose, como en el portland, en el estado pastoso que caracteriza a la clinkerización.

Las características de este cemento son las siguientes:

Fraguado lento, pero endurecimiento rápido.

Resistencias bastante mayores que los portlands.

Indescomponibilidad bajo la acción de las aguas marinas o sulfatadas.

Los experimentos hechos en el Laboratorio de nuestra Escuela comprueban estas condiciones y las resistencias considerables que con ellos se alcanzan.

Hay razones que explican que este cemento no se descomponga en el mar; es probable que la cal que se desprende de los silicatos se combine con la alúmina y forme aluminatos estables en el agua. Hay hechos, todavía no muchos, que confirman esta cualidad del cemento fundido. Falta que la experiencia diga la última palabra.

El cemento fundido se fabrica ya en España, y se ha empleado en algunas obras de mar importantes.

Desprende mucho calor al fraguar. Téngase esto en cuenta si se trata de hacer grandes volúmenes.

Ultimamente se ha enriquecido la técnica de la fabricación del cemento con una sencilla modificación del horno rotativo que permite fabricar a un tiempo cemento y hierro. Las primeras materias



de uno y otro van juntas al horno del cemento; como las temperaturas de fusión son diferentes y distintas son las densidades, es fácil separar el cemento de la colada que ha de darnos el lingote.

Hay una indudable economía de fabricación; parece que el hierro y el cemento que se obtienen tienen las mismas cualidades que las que son corrientes en los productos obtenidos por los procedimientos conocidos hasta hoy.

Nuevo horizonte para la fabricación de cementos.—Son dignos del mayor interés los recientes estudios de Freycinet sobre la contracción; que es debida, según él, al cumplimiento de las leyes clásicas de la capilaridad. Con estas leyes solamente explica Freycinet la contracción del cemento, el fraguado, la variación del coeficiente de dilatación por los cambios de temperatura, la variación de la deformación elástica con la duración de la carga, las singularidades del coeficiente de Poisson, y otras muchas cosas, a cuál más interesante. Ha desarrollado esto en un trabajo reciente, que se titula "Principios de una teoría", y que merece el mayor interés.

Arenas.—Ya en la Memoria que presenté en 1899 a la Dirección de Obras públicas (1) significué bien claramente la extraordinaria influencia de la calidad de las arenas en la resistencia de los morteros.

Entonces afirmé, y no me canso de repetirlo siempre que se me presenta ocasión, que se obtienen mejores morteros con buenas arenas y poco o regular cemento, que con mezclas ricas de buen cemento y malas arenas.

Suele ser, pues, más económico conseguir una arena excelente, ya sea con grandes transportes, ya por lavados o cribados, ya por fabricación mecánica, que aumentar la dosificación del cemento, que es el recurso a que vulgarmente se acude cuando la arena es deficiente.

(1) Publicada en la *Revista de Obras Públicas* del año 1899, páginas 253, 265 y 270, con el título "La Asociación Internacional para el Ensayo de Materiales de construcción, en el Congreso de Estocolmo". En dicha Memoria señalé las condiciones que deberán reunir las arenas, y no necesito rectificarlas al cabo de veinticinco años de práctica.



Resumamos las condiciones que deben reunir las buenas arenas (1).

Composición física: Las mejores arenas son las silíceas; pero si no las hubiere, pueden aceptarse calizas duras, que no sean arcillosas. No deben contener materias orgánicas, ni, sobre todo, *sulfato de cal*.

Respecto a la presencia de la arcilla en la arena, es cuestión aún no dilucidada.

Muchos Ingenieros sostienen que la presencia de arcilla u otras materias inertes muy pulverizadas dentro del cemento no sólo no perjudica, sino que exalta las propiedades del aglomerante.

M. Laclotre, entre otros, ha hecho numerosos experimentos *desconcertantes* (2), que parecen demostrar que los morteros de portland con arenas conteniendo hasta 50 por 100 de arcilla dan, al año de fabricados, mayores resistencias a la extensión que los morteros fabricados con estas mismas arenas perfectamente lavadas.

Pero, en cambio, los experimentos hechos en el Laboratorio de nuestra Escuela, con arenas arcillosas, acusan una reducción sensible de las resistencias a la compresión.

Por lo tanto, mientras estas contradicciones no estén dilucidadas, es prudente prescindir de arenas que contengan más del 10 por 100 de arcilla, y aun así debe ser condición precisa que esta arcilla esté en estado casi impalpable, y *en ningún caso en grumos*.

Se emplean también, con buen resultado, las *arenas granuladas*, procedentes de la inmersión brusca en agua fría de las escorias de altos hornos. Además de su ligereza, si son básicas, tienen propiedades puzolánicas, que les permiten dar hidraulicidad a su mezcla con cal grasa.

Composición granulométrica: De los estudios de Feret y otros

(1) El estado científico de este importante problema se resume muy claramente en el artículo del ingeniero M. Feret, que, con el título "Estudios de investigación sobre la mejor composición de los morteros y hormigones hidráulicos", publica la revista *Ingeniería y Construcción* en su número de julio de 1924.

(2) "Influence de l'argile contenue dans les sables, sur la résistance des mortiers." *Annales des Ponts et Chaussées*, segundo semestre 1916, pág. 257.

muchos Ingenieros que han perseguido este problema, la mejor composición granulométrica de las arenas es la siguiente:

Granos gruesos (entre 2 y 5 mm.)	= 50 %
Granos medios (entre 0,5 y 2 mm.)	= 15 %
Granos finos (menores de 0,05 mm.)	= 35 %

que en la práctica puede transformarse en 2/3 de granos gruesos y 1/3 de granos finos.

Claro es que las condiciones que se exigen para la arena deben ser más o menos rigurosas según la clase de obra y los esfuerzos a que estarán sometidos los morteros y hormigones.

No tienen la misma importancia los defectos de una arena en macizos de relleno, en muros de escaso trabajo, en pequeñas obras, que si se trata de grandes bóvedas o tramos de hormigón armado. En los primeros caben las tolerancias que la experiencia aconseje; en obras delicadas e importantes deben extremarse las exigencias.

Por lo demás, no suponen éstas un gasto excesivo cuando haya que emplear volúmenes considerables de arena.

La trituración mecánica puede entonces costar unas 4,00 ptas. por m ³		
El cribado en tres categorías.....	2,50	—
El lavado cuando sea necesario.....	3,50	—

El aumento de gasto para obtener una buena arena será siempre menor que el forzar la dosificación del cemento, y se consiguen mayores resistencias, según veremos más adelante.

Agua. — No debe contener el agua que se emplee en morteros sales magnéticas, ni materias orgánicas, ni, sobre todo, sulfato de cal, que es un enemigo formidable del cemento, al que descompone rápidamente (1).

En obras de puertos puede emplearse el agua del mar, que tiene, sin embargo, el inconveniente de que retrasa algún tanto el fraguado del cemento y de que produce en la superficie de paramentos efflorescencias de salitre.

Respecto a la proporción de agua que debe emplearse en los morteros, varía de 0,20 a 0,40 del peso del cemento, según las cla-

(1) En algunos túneles del Canal de Aragón y Cataluña, atravesando terrenos yesosos, hubo que proceder a costosas reparaciones de los revestimientos de hormigón descompuestos por las aguas seleníticas. Iguales accidentes han ocurrido en otras muchas construcciones.



ses de arenas y cementos, y, sobre todo, según la temperatura del ambiente.

Los morteros deben tener el agua necesaria para el fraguado para conseguir una consistencia *plástica*, que puede llamarse así cuando, oprimido en la mano, se puede formar con él una bola, que sólo resude ligeramente, y que, abandonada, conserve bien su forma.

Un exceso de agua retrasa el fraguado y endurecimiento, pero no influye sensiblemente en su resistencia final.

Morteros mixtos.— Mientras el cemento portland, por su elevado precio, se consideraba como artículo de lujo, estuvieron de moda los morteros mixtos de cal grasa y cemento, en los que la cal contribuía, sobre todo, a dar untuosidad a la mezcla y a reducir la permeabilidad del mortero pobre en cemento.

Pero hoy, que el precio del portland ha disminuído sensiblemente, no tienen ya cuenta esos morteros mixtos, cuyas resistencias son bastante inferiores a las de los morteros de cemento de igual coste.

Dosificaciones y resistencias.— Deben variarse, con arreglo a la misión que en cada parte de obra desempeñen los morteros y la clase de arenas y aglomerantes que se empleen.

Conviene tengamos idea de las resistencias a la compresión que se obtienen según que aumente la dosificación.

Los experimentos hechos en el Laboratorio de nuestra Escuela, con arenas y portlands normales, dan las *cifras medias* siguientes (1):

		Resistencias: Kgs. por cm ²	
		<i>A compresión</i>	<i>A tensión</i>
1 × 1 en peso	a los 28 días.....	313	39
	a los 365 días.....	400	55
1 × 3 en peso	a los 28 días.....	220	26
	a los 365 días.....	275	40
1 × 5 en peso	a los 28 días.....	128	17
	a los 365 días.....	152	21

(1) En los Laboratorios se suele dosificar en peso el cemento y la arena; en obra es más práctico y corriente medir el cemento en peso y la arena en volumen.

Las dosificaciones en peso 1 × 1 — 1 × 3 y 1 × 5 son equivalentes a morteros de 1600 — 533 y 320 kgs. por metro cúbico de arena.

Se ajustarán, pues, las dosificaciones a los trabajos a que estén sometidos los elementos de obra; pero no conviene tampoco variarlas con exceso, para evitar confusiones entre los diferentes tipos de mezclas.

Como reglas prácticas para los casos corrientes, citaremos algunas de las más empleadas:

	<i>Kgs. de portland por m³ de arena</i>
En rellenos de macizos que no estén sometidos a grandes esfuerzos.....	125
En fábricas de pequeña altura y trabajo.....	150
En cimientos ordinarios, muros, estribos, pilas y tímpanos.....	200
En bóvedas y rejuntado de paramentos.....	300
En enlucidos.....	400

Cuando se admitan cementos naturales o las arenas sean deficientes, deben aumentarse, por lo menos, en 50 por 100 las dosificaciones del aglomerante.

§ IV.—FABRICAS DE HORMIGON

Definición.— Llámase *hormigón* a la fábrica compuesta por gravas o piedras machacadas, aglomeradas con mortero de cal o de cemento.

No se emplean ya morteros de cal grasa; el aglomerante debe ser cal hidráulica o cemento, de preferencia portland.

Recuerdos históricos.— Según Plinio, las columnas del peristilo del laberinto de Egipto (3.600 años antes de J. C.) se construyeron de piedra artificial. La pirámide de Nimo, que es de hormigón, descansa sobre una bóveda de igual material.

Las ruinas del acueducto de Argos y del depósito de Esparta evidencian que los griegos emplearon también esta fábrica.

Los cartagineses imitaron aquellos procedimientos, pero fueron los romanos los que, como en todas las artes constructivas, dieron al hormigón sus más variadas aplicaciones, con cuyos impecaderos testigos han sembrado España, Francia y demás países por ellos conquistados.

El *opus incertum* era una fábrica compuesta por paramentos

de mampostería ordinaria en seco, entre las que se apisonaban fuertemente capas de hormigón que los consolidaban.

En el *opus reticulatum*, los paramentos se ejecutaban con mampuestos cuadrados y regulares, que recordaban las mallas de las redes; pero el relleno interior se ejecutaba siempre con hormigón, y asimismo rellenaban los huecos de los muros gruesos paramentados con sillería.

Pero, además, ejecutaron con hormigón grandes bóvedas en edificios, acueductos y cloacas, los cimientos de sus grandes calzadas y hasta consiguieron emplearlo en hormigones sumergidos y en diques y muelles de puertos.

Los morteros hidráulicos de los romanos estaban compuestos de cal grasa y puzolana, material volcánico muy abundante en los alrededores de Nápoles; la confección de los hormigones era perfecta, y gracias a ella consiguieron las compacidades y durezas de esas fábricas que perduran a través de los tiempos.

Pero así como todos los progresos formidables de la construcción latina fueron sumergidos durante quince siglos por la invasión de los bárbaros del Norte, las obras de hormigón desaparecieron casi en absoluto, hasta principios del siglo XIX, en que el invento por Vicat de los cementos artificiales hizo recordar las aplicaciones que éstos permitían de aquella fábrica casi olvidada.

El propio Vicat y los Ingenieros Mary y Coignet preconizaron con entusiasmo las variadas aplicaciones del hormigón de portland; pero no consiguieron, ni en Francia ni en Bélgica, vencer fácilmente las tradiciones constructivas de sillería y ladrillo que allí imperaban.

En cambio, en Alemania e Inglaterra fueron aplicándose cada vez en mayor escala, y en nuestro país, los Ingenieros de Caminos, desde mediados del siglo pasado, emplearon el hormigón, no sólo en obras de cimientos y de puertos, sino en bóvedas de puentes y macizos, cuando no encontraban fácilmente otros materiales más económicos.

Pero la guerra europea de 1914, con el encarecimiento que produjo en la mano de obra, sobre todo de canteros y albañiles, ha sido el más poderoso acicate de las construcciones de hormigón en general, cuyas ventajas se han acrecentado.



Ventajas del hormigón.—a) *Facilidad de adquisición en sus materiales:* Permite utilizar cualquier clase de piedra, con tal de que no se descomponga. Iguales resistencias se consiguen con piedras machacadas que con gravas de aluvión de 3 a 10 cm., como con gravillas de 1 a 3 cm.

En el hormigón no hay desperdicios ni detritus de cantera; toda la piedra sirve y se utiliza.

Pueden emplearse escorias de calderas de vapor o de altos hornos (1).

Asimismo es fácil encontrar arena, y si no la hubiese de buena calidad, se obtiene por trituración mecánica de las piedras y detritus.

Por último, la reducción de precios de los buenos cementos, debida al establecimiento en todas las regiones de fábricas modernas de gran producción, y los medios de transporte de que hoy se dispone, permite la económica adquisición de un aglomerante seguro y regular.

b) *Supresión de los operarios de oficio.* — Para ejecutar el hormigón sirve cualquier bracero; el aprendizaje es inmediato.

La recluta de los obreros se facilita.—Los peones sin oficio trabajan más y cobran menos que los canteros y albañiles, cuyas Sociedades de resistencia entorpecen la disciplina indispensable en las obras y fomentan la reducción del rendimiento de la mano de obra.

Son, pues, las huelgas menos probables, y pueden así precisarse con más seguridad la rapidez y los plazos de ejecución, circunstancia que merece tenerse muy en cuenta para la construcción de ciimientos y obras hidráulicas, a merced de las crecidas.

c) *Empleo de medios mecánicos y rapidez de ejecución.*—Para la fabricación, transporte y hasta para el apisonado de los hormigones pueden emplearse hormigoneras, vagonetas, montacargas y apisonadoras, con lo que en obras importantes puede aumentarse casi a voluntad la rapidez de ejecución, reduciendo al mismo tiempo su coste.

d) *Monolitismo de las fábricas.* — El hormigón es la fábrica

(1) En el puente de Reading (Pensylvania, E. U.) —*Génie Civil* de 8 septembre 1921— se han empleado escorias de altos hornos de una densidad de 1,10, con lo que se aligera el peso muerto de la bóvedas.



más homogénea; por la naturaleza monolítica y la supresión de juntas, reparte con uniformidad las presiones; evita los asientos desiguales de las fábricas mixtas y resiste como un bloque único a los empujes oblicuos.

Es, pues, el material que mejor se amolda a las hipótesis de cálculo, lo que permite reducir los coeficientes de seguridad y, por lo tanto, las dimensiones de las obras.

Sus inconvenientes. — a) *No es estético.* — Su totalidad uniforme, sus paramentos no siempre regulares, le dan a veces un aspecto poco agradable. Pero puede decorarse, ya sea con molduras y ornamentación obtenidas en el propio moldeo, ya con enlucidos o revestimientos de cerámica, mármoles o piedras artificiales, imitando perfectamente a las naturales.

b) *Grietas de contracción.* — Los fríos persistentes producen, a veces, grietas en las grandes superficies, difíciles de corregir. Claro es que las demás fábricas se contraen también por las bajas temperaturas, pero las grietas se reparten entonces en todas las juntas, mientras que, como en el hormigón no hay juntas, la contracción se localiza en algunos puntos, lo que la hace más escandalosa.

Puede evitarse y se evita este defecto disponiendo en las obras importantes las juntas de dilatación necesarias.

c) *Necesidad de moldes.* — En los alzados de las obras el hormigón exige el empleo de moldes y la colaboración de carpinteros, tan difíciles de manejar como los albañiles y canteros. Pero puede reducirse este inconveniente al mínimo con disposiciones de moldes que puedan ser manejados y hasta preparados con peones (1).

d) *Vigilancia rigurosa.* — Sobre todo tratándose de obras delicadas, como son las bóvedas y algunos cimientos, se precisa una inspección constante para asegurar la buena ejecución y apisonado de las masas; pero esta vigilancia rigurosa no reducirá sensiblemente las economías que puedan obtenerse por las ventajas enumeradas.

(1) Se emplean ya en España unos moldes de palastro, de fabricación americana, sistema *Metaform*, u otros análogos, que resuelven perfectamente el problema del moldeo de las paredes verticales.



En resumen: los hormigones ordinarios pueden sustituir en muchos casos, con gran ventaja y economía, a las fábricas de piedra y ladrillo.

Con hormigón en masa se han construido arcos de puentes hasta de 100 metros de luz (1).

En los 90 kilómetros construidos del ferrocarril de Tánger a Fez (Zona española) y en las obras públicas de Guinea hemos excluido en absoluto las demás fábricas.

Allí se han ejecutado todas las obras con hormigones en masa o armados, con operarios moros o negros en su mayoría. Nos ha ido muy bien.

Los Ingenieros deben, pues, tender a emplear cada día más el hormigón, que les permite recurrir a peones y máquinas.

Clasifiquemos ahora los diferentes tipos de fábricas de hormigones corrientes, excluyendo el hormigón armado, que merece un capítulo especial, por no ser en realidad una fábrica, sino, como veremos, un material híbrido, por decirlo así, que goza de las cualidades del hormigón y del hierro que, en singular pero fraternal mezcla, se compenetran y se ayudan.

Hormigones en masa y moldeados.—Son los que se ejecutan con piedras cuya dimensión puede variar de 1 a 7 cm., con un volumen de arena generalmente la mitad del de la piedra y una proporción de cemento que varía de 100 a 400 kgs. por metro cúbico de fábrica, según los esfuerzos a que ha de estar sometido.

Cuando se trata de llenar excavaciones y las paredes de éstas son regulares, no se precisan moldes. Fuera de cimientos es necesario contener la masa, durante su fraguado, por moldes rígidos, de madera casi siempre.

Hormigones ciclópeos.—Durante la ejecución de los hormigones pueden empotrarse en su masa grandes mampuestos o cantos rodados que, colocados a mano, reducen la proporción del hormigón y el precio consiguiente de la fábrica (fig. 14).

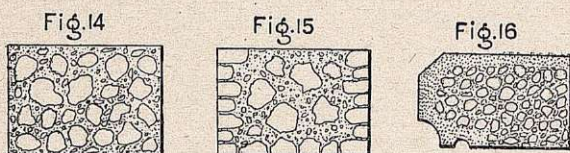
Para que estos hormigones, llamados *ciclópeos*, ofrezcan igua-

(1) El puente de Villeneuve sur Lot, construido en 1914, tiene dos arcos de 96,25 metros de luz.—*Génie Civil* del 30 de junio, 6 y 13 de agosto de 1921.



les condiciones de resistencia que los hormigones ordinarios, sólo es necesario asegurarse que cada bloque intercalado en la masa esté perfectamente envuelto en toda su superficie por una capa de hormigón, que desempeña aquí el papel de los bloques.

La colocación de los mampuestos dentro de las capas sucesivas de hormigón debe, pues, vigilarse especialmente; con operarios in-



teligentes pueden intercalarse así de 40 a 60 por 100 del volumen total, lo que reduce en igual proporción el gasto del cemento necesario, que es el factor más importante del precio del hormigón.

Se emplea esta clase de hormigón en las grandes presas y debe también aplicarse a todos los macizos de las obras de fábrica cuando se disponga de bloques económicos para engarzarlos en la masa.

Mamposterías hormigonadas.— Cuando se quiera dar mejor aspecto o mayor resistencia a los paramentos, pueden construirse éstos con mampostería, rellenando los huecos entre paramentos con hormigón pobre, dentro del que pueden también intercalarse otros bloques.—Es el *opus incertum* de los romanos (fig. 15).

La elección de la clase de hormigón y su dosificación depende de circunstancias locales, respecto al precio de piedras menudas, bloques, cemento y del destino y aspecto que ha de tener el macizo.

Sillería artificial.— Se obtiene con hormigones ejecutados dentro de moldes preparados y diferentes para cada uno de los tipos de sillar que se desea obtener.

La parte de estos sillares que ha de estar en paramentos debe hacerse con morteros finos y ricos, en un grueso de 2 a 5 cm.; la parte de relleno, con hormigones bastos (fig. 16).

Aunque en casi todas las poblaciones hay fabricantes de piedra artificial, a los que se puede encargar el suministro de este mate-

rial, en las obras públicas será preferible ejecutar al pie de obra las piezas necesarias, ya que es industria fácil de establecer.

La sillería artificial obtenida con las arenas de la localidad suele tener un aspecto gris y monótono.—En ciertas obras en que se desea dar a los paramentos aspecto más rico se puede imitar perfectamente cualquier clase de piedra.

Para ello basta emplear como arena del mortero de paramentos la fabricada mecánicamente con la piedra que se quiera imitar, pero sin apurar la trituración, para obtener granos gruesos en proporción de una mitad.

Fabricada la piedra con esta arena y sentada en obra, se cincelan las aristas y se abujardan los paramentos vistos, como si se tratara de una piedra natural, y de esta manera se obtiene una imitación casi perfecta, difícil a veces de reconocer.

Aunque adoptando fuertes dosificaciones de cemento pueden

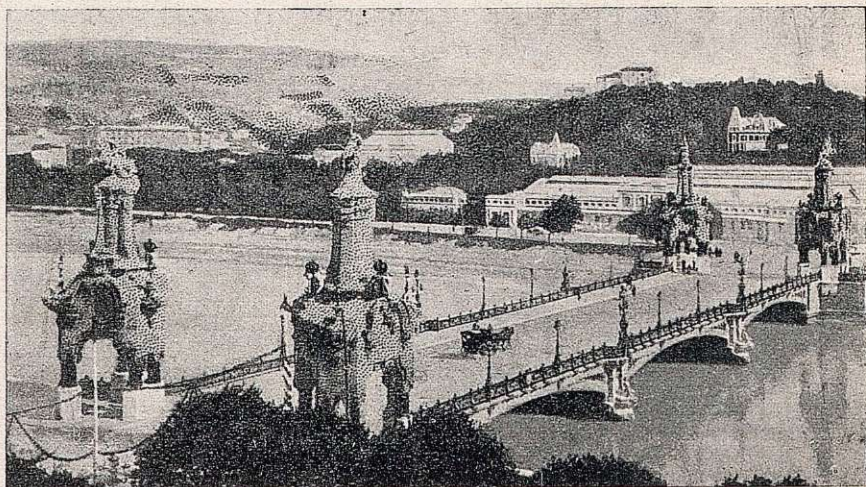


Fig. 17.—Puente de María Cristina, en San Sebastián

conseguirse resistencias considerables para estos sillares, donde suele ser más conveniente su aplicación es en las partes decorativas de las obras, constituidas por muchos elementos iguales, como son los ángulos, las impostas, las albardillas de aletas.

Puede, sin embargo, extenderse su aplicación a las bóvedas y

a todos los paramentos de la obra, como lo hemos hecho en el puente monumental de María Cristina, en San Sebastián (fig. 17), y como corrientemente se practica ya en multitud de puentes y edificios monumentales.

Elección y tamaño de la piedra.—Es errónea la creencia de que se obtienen mejores hormigones con piedra machacada a un tamaño constante.

Por el contrario, las gravas de aluvión de 3 a 10 cm. y las grava-llas de 1 a 3 cm. son más fáciles de trabajar y dan hormigones más compactos y más resistentes que las piedras machacadas.

Tampoco es un defecto la desigualdad en el tamaño de las piedras, que favorece la compacidad de los hormigones, porque las más pequeñas ocupan los huecos mayores.

Respecto a la calidad de la piedra, claro es que son preferibles las más duras y las silíceas; pero salvo algunos casos especiales que exigen una determinada calidad, todas las piedras sirven para los hormigones corrientes; es precisamente una de las ventajas de esta clase de fábrica que permite el aprovechamiento de muchas piedras que no podrían tener otra aplicación.

Cuando sólo se trate de obtener masas monolíticas, como, por ejemplo, muros de edificios sometidos a pequeños esfuerzos verticales, pueden emplearse cascotes de ladrillo y teja y escorias de altos hornos o de calderas.

Dosificaciones y resistencias.—Varían mucho, según los destinos y trabajo a que estarán sometidas las fábricas.

En el extranjero es frecuente dosificar en volúmenes los tres elementos: cemento, arena y piedra.—Se adoptan desde 1—2—4 a 1—4—8 para las proporciones de los volúmenes respectivos de los tres elementos citados.

En España, donde adquirimos el cemento portland en sacos de 50 kilos, mecánicamente medidos, dosificamos en volumen la arena y la piedra, midiendo el cemento en peso, lo que es más fácil y exacto, ya que los volúmenes de los cementos son muy variables, según la mayor o menor compresión que sufre el polvo al acumularse en el cajón de medida.



Las dosificaciones de cemento portland que corrientemente empleamos para un volumen de arena de $0,500 \text{ m}^3$ y un volumen de piedra de $1\,000 \text{ m}^3$ son:

200 kgs. para cimientos, estribos, pilas, muros y tímpanos.

300 a 400 kgs. para bóvedas, según las luces y presiones.

400 kg para caños, losas de hormigón armado y piedra artificial.

En las grandes presas, en las obras de puertos y en general en todas las construcciones que exijan considerables volúmenes de hormigón es preciso estudiar previa y minuciosamente las dosificaciones más ventajosas del hormigón, persiguiendo las que a igualdad de resistencia resulten más económicas y compactas (1).

Pueden obtenerse, como dice nuestro compañero Núñez Casquete, *hormigones de igual resistencia con cantidades muy variables de cemento*, a cuyo efecto, en las obras importantes, deben establecerse laboratorios que permitan efectuar todos los ensayos comparativos de muy distintas dosificaciones.

Pero en las obras corrientes, en que los volúmenes de hormigón son pequeños, pueden adoptarse las dosificaciones antes indicadas, teniendo en cuenta que a igualdad de áridos las resistencias de los hormigones crecen en la proporción de cemento.

Con mezclas de arena normal y piedra clasificadas con el máximo aparente de compacidad, *las resistencias medias a la compresión* medidas a los tres meses, pueden calcularse como sigue (2):

Hormigón de 100 kgs. de cemento por m^3 de hormigón	=	100 kgs. cm^2
" 150 "	" "	" = 140 "
" 175 "	" "	" = 155 "
" 200 "	" "	" = 180 "
" 250 "	" "	" = 185 "
" 300 "	" "	" = 200 "
" 350 "	" "	" = 250 "
" 400 "	" "	" = 280 "

Ejecución de los hormigones. — Para obtener un buen hormigón es preciso:

1.º Que cada grano de arena esté totalmente cubierto por una

(1) Debe citarse como modelo de esta clase de estudios el realizado por el ingeniero D. José Núñez Casquete en las obras de riegos del Alto Aragón, descritas en los números de 15 de agosto y 1.º de septiembre de 1924, de la *Revista de Obras Públicas*, que permitieron reducir el perfil de una presa, con una economía de 367.000 pesetas.

(2) Experimentos hechos en el Laboratorio de nuestra Escuela de Ingenieros.

capa de cemento y cada piedra envuelta a su vez por una capa de mortero.

2.º No emplear más agua que la indispensable para el fraguado del cemento, pues el sobrante del agua no absorbida por el cemento y no incorporada por las reacciones químicas del fraguado, o se escurre durante la ejecución del hormigón, arrastrando parte del cemento, o permanece dentro de la masa hasta su evaporación, y entonces queda el hormigón poroso y permeable, por lo tanto.

Claro es que, en la práctica, ni puede mecánicamente realizarse la mezcla perfecta de la primera condición, ni puede tampoco dosificarse el agua con la precisión que sólo se obtiene en los laboratorios.

Pero la experiencia de los constructores realiza con bastante aproximación el fin que se persigue de obtener fábricas homogéneas, compactas y resistentes.

Tratándose de ejecutar volúmenes que no excedan de 6 a 8 m³ diarios, que es el caso más frecuente, el hormigón se ejecuta a brazo, con palas y rastrillos, sobre un tablero de madera, hierro u hormigón.

Aunque algunos Ingenieros preconizan la fabricación previa del mortero y la incorporación a éste de la piedra, la experiencia nos ha demostrado que no hay el menor inconveniente y es algo más económico seguir el procedimiento siguiente (1):

Se mezclará previa e íntimamente, en seco, el cemento y la arena, primero; la mezcla así obtenida y la piedra, después, agregando, finalmente, muy poco a poco y del modo más uniforme posible, el agua, removiendo sin cesar, hasta obtener una masa bien homogénea.

En la práctica se obtiene este grado de homogeneidad para los hormigones bastos con dos vueltas completas, y con tres vueltas para los hormigones finos.

Es preferible verter el agua con regadera, para apreciar la cantidad que el hormigón necesita, que se regula según el grado de humedad de la arena y la temperatura del ambiente.

(1) Este procedimiento es el que, de acuerdo con los ingenieros Sres. Zafra y Peña, hemos propuesto en los Modelos de Pliegos de condiciones facultativas para las obras de hormigón armado, que nos encargó la Dirección general de Obras públicas, y aprobados por ésta.—En el Apéndice núm. 2 a este tomo se incluye dicho Pliego.



Pero para ejecutar volúmenes de más de 8 m³ diarios es más conveniente la ejecución mecánica con hormigoneras, de cualquiera de los tipos vulgarizados por el éxito.

Debemos, sin embargo, añadir que puede ser tan homogéneo y resistente el hormigón ejecutado a brazo como el fabricado mecánicamente.—Con ambos procedimientos son indispensables *vigilancia y buen sentido*.

Apisonado.—Transportado el hormigón al sitio de empleo, se extiende por capas que no deben exceder de unos 10 cm. de grueso y se procede a su apisonado.

Esta operación se hace generalmente a brazo, con pisones de fundición de tipos diversos (fig. 18).

El apisonado es tanto más necesario y debe ser tanto más cuidadoso cuanto que los macizos necesitan mayor resistencia e impermeabilidad. — Pero para que sea eficaz es necesario que la masa no contenga sino el agua indispensable para el fraguado; con un exceso de agua, el apisonado es perjudicial, porque empuja la piedra a la parte inferior de cada capa, refluyendo a la superficie el mortero fluido, en el que son ineficaces los golpes de pisón.

Durante algunos años se pecó por el exceso contrario, empleándose hormigones casi secos, que era preciso apisonar con fuerza e insistencia hasta conseguir que rezumara la humedad a la superficie. — Se obtenían así efectivamente hormigones muy compactos y resistentes; pero escatimando tanto el agua se corre el peligro de no dar a la masa la humedad indispensable para el completo fraguado de todo el cemento, del que una parte, al no fraguar, resulta inerte y produce una solución de continuidad en la fábrica.

Ante esta contingencia es, pues, preferible emplear masas con agua bastante, de consistencia plástica, pero no fluida.

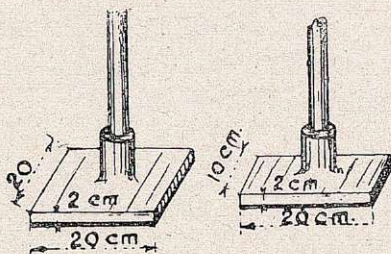


Fig. 18

CAPITULO III

Hormigón armado

- § I.—GENERALIDADES. — Definición. — Idea elemental del trabajo en el hormigón armado. — Reseña histórica.
- § II.—CLASIFICACIONES. — Hormigón armado. — Cemento armado. — Hierro hormigonado. — Hormigón zunchado. — Metal desplegado. Tejidos metálicos. — Sistemas mixtos de metal y hormigón.
- § III.—DISPOSICIONES CORRIENTES DE LAS ARMADURAS. — Sistemas. — Clases del hierro. — Armaduras en vigas y forjados. — En pilares y pilotes. — En bóvedas. — En tubos o depósitos circulares.
- § IV.—EJECUCION DE LAS OBRAS. — Condiciones facultativas oficiales.— Arena. — Proporciones de arena y piedra. — Moldes. — Preparación y empalme de las barras. — Moldeo del hormigón. — Descimbramiento.
- § V.—VENTAJAS DEL HORMIGON ARMADO. — Economía. — Duración. — Solidaridad y rigidez. — Elasticidad. — Incombustibilidad. — Dilataciones. — Impermeabilidad. — Ventajas higiénicas. — Resistencia a los ácidos. — Condiciones estéticas. — Rapidez de ejecución. — Objeciones que se han hecho al hormigón armado. — Resumen.

§.—GENERALIDADES

Definición.— El hormigón armado es un sistema de construcción que reúne las ventajas de la piedra y el hierro y suprime los inconvenientes de ambos materiales.

La piedra resiste bien a la compresión; los metales, al estiramiento o extensión.

A la primera le faltan la elasticidad y las fibras; al segundo, masa; y el hormigón armado ha venido, por un extraño consorcio, a formar un nuevo material, heterogéneo en su composición, pero homogéneo en su resistencia, *pues se le dan fibras a la piedra, al mismo tiempo que se aumenta considerablemente la masa del hierro.*

Es verdad que la mezcla del hierro con el cemento llevaba con-



sigo tres incógnitas que sólo la experiencia y el tiempo pudieron desvanecer.

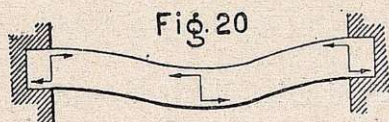
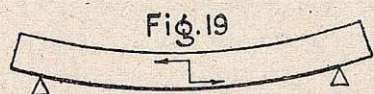
Parecía que el hierro debiera oxidarse dentro de una masa húmeda durante el fraguado del cemento, y más o menos permeable siempre.

No se creía tampoco que hubiese adherencia completa, y, en todo caso, suficiente, entre el metal y el mortero.

Por último, existió el temor de que las influencias de temperatura, que se suponían diferentes en el hormigón y en el hierro, habrían de disgregar la masa.

Pero a estas tres incógnitas la experiencia ha contestado satisfactoriamente: el hierro aprisionado por el hormigón, no sólo no se oxida, sino que se emancipa en parte de esta causa de ruina que amenaza las construcciones metálicas más robustas; la adherencia entre las dos sustancias es, no sólo perfecta, sino considerable, proviniendo de la fricción producida por la contracción del fraguado; y no ha disminuído por cambios de temperatura mucho más elevados que los que en la práctica pueden producirse, por efecto de la casi igualdad de los coeficientes de dilatación del cemento y del hierro.

Idea general del trabajo en el hormigón armado (1).—En toda pieza apoyada o empotrada por sus extremos, se producen momentos flectores, que son pares que determinan esfuerzos de compresión y de tensión en las piezas; así, por ejemplo, en las vi-



gas de la figura 19 (pieza apoyada por sus extremos) las compresiones se verifican en la parte superior y las tensiones en la parte inferior, mientras *que en los extremos* de la figura 20 (pieza empotrada por sus extremos) se invierte el sentido de los esfuerzos, produciéndose compresiones en la parte inferior y tensiones en la parte superior.

(1) Las teorías científicas y completas del hormigón armado deben estudiarse en los libros de los Sres. Zafra y Peña sobre "Construcciones de hormigón armado".

Cuando se construyen los pisos o tableros de los puentes con vigas de hierro unidas entre sí por bovedillas o forjados de hormigón, como la figura 21, la resistencia del piso del tablero está únicamente confiada a las vigas o viguetas metálicas que tienen que resistir todos los esfuerzos de tensión o compresión que en ella determinan los momentos flectores; las bovedillas y hormigón de relleno, no sólo no contribuyen a la resistencia del conjunto, sino que, por el contrario, por su peso muerto considerable, obligan a dar más sección al entramado de hierro.

Fig. 21

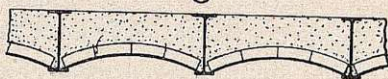


Fig. 22



Si disponemos los pisos o tableros como se representa en la figura 22, sustituyendo las vigas metálicas por nervios de hormigón armado *NN*, que lleven en su parte inferior las barras de hierro necesarias para resistir a los esfuerzos de tensión, se observa que el hormigón que constituye el tablero o forjado de estas vigas puede absorber la compresión que se produce en esa parte; se ve, pues, que merced a este artificio se transforma un forjado, que antes era sólo peso muerto, en elemento resistente del tablero.

Se economiza así una gran proporción de metal, que antes tenía por sí solo que resistir a los esfuerzos de compresión, que son absorbidos en cada viga por la parte del forjado *AB*, transformada en cabeza de compresión de la viga.

Pues bien: aplicando este mismo principio a todos los elementos constructivos que se necesitan y colocando hierro donde haya tensión y confiando al hormigón los esfuerzos de compresión, se obtienen disposiciones constructivas más racionales que los entramados metálicos.

En pilares y bóvedas, casi exclusivamente sometidos a esfuerzos de compresión, las armaduras colocadas en sentido longitudinal estarán también comprimidas; pero como quedan aprisionadas dentro del hormigón, no sufren los efectos del pandeo, con lo que se consigue que puedan trabajar a igual coeficiente que a tensión.

Reseña histórica.—Es el hormigón armado un invento que

ha venido a revolucionar el arte de la construcción. Como siempre ha ocurrido, los prácticos, los artistas constructores, como deben llamarse, han sido los precursores.

Los sabios, que no regatearon al principio sus ironías, cuando no sus vetos y sus fatídicos vaticinios, tuvieron que aceptar los resultados evidentes.—Y sólo entonces encontraron teorías que sancionaran las audacias de los constructores.

Los hombres de ciencia fueron una vez más a la zaga de los hombres de acción.

El jardinero francés Monier fué el primero que desde 1868 empleó la mezcla del hierro y del mortero de cemento para tubos y depósitos de agua.—Pero las aplicaciones del nuevo material no se extendieron sensiblemente hasta que su compatriota Hennebique industrializó el sistema, desplegando por el mundo entero una legión de concesionarios de sus patentes.

En España ocurrió lo mismo.

Ya en 1894, el Ingeniero D. José Nicoláu había hecho ensayos de traviesas con carriles viejos anegados en hormigón, y poco después el Arquitecto Durán y el Ingeniero militar Maciá (1) construyeron algunas obras, sobre todo tubos y depósitos, por el sistema Monier.

Seducido yo por Hennebique, cuyas obras tuve ocasión de visitar en un viaje a Suiza, en 1894 hice un experimento en Oviedo, que me convenció, y como concesionario de Hennebique empecé a construir numerosos pisos, depósitos y puentes y a publicar artículos, folletos y conferencias.

Poco después, mis compañeros Rebollo y Colás, con sus obras, y los Ingenieros militares Unciti, Benítez y Gallego, con sus Revisitas *El cemento armado* y *La construcción moderna*, contribuyeron a propagar el sistema en España.

Pronto hube de liberarme de Hennebique, cuya tutela resultaba cara y molesta, y emprendí importantes obras, adjudicadas mediante reñidos concursos de proyectos, con disposiciones propias, entre las que citaré los puentes de María Cristina (San Sebastián), de Valencia de Don Juan (León), de Barranco Hondo (Canarias), los muros divisorios y cubiertas del tercer depósito de Madrid.

(1) Actual presidente de la Generalidad de Cataluña.



El trágico hundimiento de esta última obra, con la inmensa pesadumbre de un proceso ruidoso (1), no arredró mis convicciones, y pronto pude rehabilitar al hormigón armado con el triunfo constructivo que conseguí en los sifones del Sosa y de Albelda, que hasta hace pocos años fueron los mayores tubos del mundo, y con el éxito de centenares de puentes y otras obras que han sancionado definitivamente el hormigón armado en España.

Mientras tanto, vino a reforzar nuestra campaña en pro del hormigón armado la convicción científica y las aplicaciones constructivas de nuestro malogrado e ilustre compañero Zafra, que consiguió nacionalizar las teorías del hormigón armado con sus geniales libros (2) y sus enseñanzas en nuestra Escuela, que tan merecidamente le llevaron a la Academia de Ciencias.

Hoy no se discute ya en España el hormigón armado, y son innumerables las aplicaciones hechas.

Básteme decir que, por mi parte, he construído más de 400 tramos o arcos de puentes por este sistema, no sólo para carreteras y canales, sino para ferrocarriles, y que su empleo se ha generalizado a todas las obras públicas de España.

§ II.—CLASIFICACIONES

Hormigón armado.— Se aplica este nombre a las construcciones en las que se hace trabajar simultáneamente al hormigón y al hierro engarzado en su masa.—Las armaduras metálicas pueden trabajar a tensión, como en las vigas y losas planas, o a compresión, como en los pilares y bóvedas.

Cemento armado.— Suelen llamarse, aunque impropriamente, de *cemento armado* aquellas obras en que, como las tuberías a presión interior y ciertos depósitos circulares, el hierro soporta todos los esfuerzos de tensión a que están sometidos y el mortero de cemento que lo envuelve sólo tiene por objeto dar rigidez e impermeabilidad a las construcciones.

(1) Permítaseme que aquí rinda un homenaje de agradecimiento al insigne Echegaray, que tan calurosa como eficazmente contribuyó, con su prestigiosa autoridad, a mi absolución en aquel proceso.

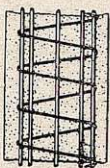
(2) *Construcción de hormigón armado* (Madrid, 1911).—Segunda edición (Madrid, 1923).—*Cálculo de estructuras* (Madrid, 1917).



Hierro hormigonado.— Se aplica este nombre cuando las armaduras metálicas están constituidas por viguetas del comercio o vigas armadas que resisten, *por sí solas*, todos los esfuerzos, y en las que el hormigón que las envuelve sólo desempeña un papel de preservativo del hierro contra la oxidación o el fuego.

Hormigón zunchado.— Aplicamos el nombre de *hormigón zunchado* a la disposición inventada por el ilustre Ingeniero monsieur Considere, que consiste en hacer trabajar los hierros a tensión, aun en piezas comprimidas.

Si, por ejemplo, en un pilar o pilote (fig. 23), soportando una carga, se dispone la armadura principal en forma de hélice, es evidente que esta espiral, trabajando a tensión, se opondrá a la expansión transversal del hormigón comprimido.—Las barras longitudinales son entonces secundarias y tienen por misión principal arriostar la armadura helizoidal durante el apisonado del hormigón.



Esta elegante solución, que teóricamente ofrece la ventaja de que las armaduras trabajen a tensión, se aplica también a las bóvedas.

Pero aunque teóricamente parezca preferible, en la práctica encuentran los constructores ciertas dificultades de ejecución; sus aplicaciones son, pues, limitadas.

Metal desplegado.—Ha estado durante algún tiempo de moda el empleo de lo que se ha llamado *metal desplegado* (fig. 24), que se obtiene en fábrica por medio de la extensión de chapas de palastro recortadas y estiradas, transformando las chapas en una red de rombos inclinados a 45°, con lo que se consigue dar al palastro una extensión mucho mayor y bastante rigidez; pero este invento, que se suponía aplicable con frecuencia al hormigón armado, no suele emplearse hoy más que para cierres de cercas y puertas.

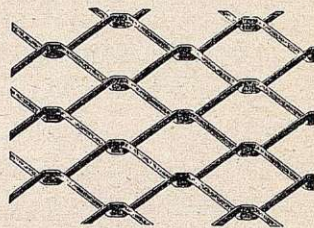
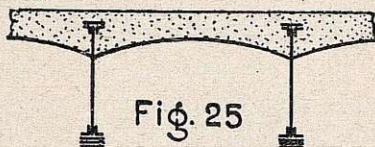


Fig. 24.—Metal desplegado

Tejidos metálicos.— También se ha preconizado el empleo de los tejidos metálicos corrientes para los forjados de hormigón; pero su empleo resulta caro, por ser más económico armar los forjados con simples redondos del comercio.

Sin embargo, pueden tener alguna aplicación estos tejidos metálicos (que no deben entonces galvanizarse), empleándolos como envolventes de fuertes armaduras, para asegurar así la adherencia del hormigón a esas gruesas barras.

Sistemas mixtos de metal y hormigón.— Cuando el hormigón sólo envuelve la cabeza superior de las vigas armadas (figura 25), se consigue una economía de metal, pues no sólo se suprime la costosa placa bombeada, sino que la cabeza superior de las vigas, que trabaja principalmente a compresión, sólo tendrá el hierro necesario para soportar el peso propio de vigas y forjado.—En cambio, la cabeza inferior llevará el número de chapas que exija la curva de momentos (1).



Hoy
Solo para refor-
zar el tablero de
puentes metálicos.

También puede emplearse otro sistema mixto de tableros metálicos y losas de hormigón armado, apoyadas éstas sobre el entramado del tablero, en sustitución de las placas bombeadas; sobre dichas losas se coloca directamente el pavimento de asfalto o adoquinado de la calzada.—Así lo hemos hecho en el puente colgado de Amposta (2) (Tarragona) y en el de Triana (Sevilla), lo que nos ha permitido aligerar sensiblemente el peso del tablero, aumentando al mismo tiempo la rigidez del puente.

§ III.—DISPOSICIONES CORRIENTES DE LAS ARMADURAS

Sistemas.— Son innumerables ya los sistemas que se han empleado en todos los países del mundo, habiendo los constructores

(1) El autor de esta disposición, M. Pendaries, que la denomina *metal armado*, la ha aplicado con éxito en un puente para carretera de 30,25 metros de luz (*Annales des Ponts et Chaussées*, 1908, VI, pág. 64: "Ponts lourds et ponts légers"). Las pruebas de este puente han evidenciado que el hormigón no se despegaba de las vigas.

(2) *Revista de Obras Públicas* de 22 y 29 de octubre de 1914.



imaginado disposiciones, unas veces racionales, otras caprichosas, para poder someterlas a patente y ejercitar con su explotación monopolios más o menos amplios.

Hoy día todos estos sistemas son del dominio público, por haber expirado los plazos de las patentes, y los experimentos de los Laboratorios y de los constructores, por un lado, y las teorías, cada vez más afinadas, de los sabios, por otro, han llegado a generalizar las disposiciones más prácticas, que se adoptan con entera libertad.

No nos ocuparemos, pues, de describir los diferentes sistemas, que sólo tienen un interés histórico, y que, por otra parte, están detallados en todos los libros dedicados especialmente al hormigón armado.

Clases de hierros.— Las armaduras están generalmente constituidas por aceros dulces redondos, y algunas veces flejes, angulares y viguetas o vigas armadas, a las que se puede dar rigidez previa mediante roblones y tornillos.

En los Estados Unidos se fabrican barras especiales con estrías y salientes diversos, que se pretende ofrecen la ventaja de aumentar la adherencia; pero las barras redondas corrientes tienen la suficiente en la práctica y son más económicas.

Algunos Ingenieros preconizan el empleo de aceros especiales muy resistentes o de fuertes alambres o cables trefilados, que permitirían la reducción de secciones.—Pero no parece, por ahora, al menos, que esto convenga, pues no sólo se necesita resistencia, sino superficie adherente.

Armaduras en vigas y forjados.— En las figuras 26 a 28 se representan las disposiciones más frecuentemente empleadas en las vigas, viguetas y forjados.

Como se ve, los extremos de las barras sometidas a la tensión terminan en ganchos, con lo que se aumenta en gran proporción la resistencia de los mismos.

Como, por otra parte, en los extremos de las vigas de hormigón armado los momentos flectores disminuyen y hasta cambian de zona cuando estas vigas están más o menos empotradas, se doblan las barras de tensión para llevarlas a la parte superior de las



vigas, donde hay siempre tensiones en los apoyos, con lo cual quedan, además, en disposición de hacer frente a los esfuerzos cortantes.

Las barras principales de vigas y viguetas se solidarizan con los forjados por medio de *horquillas* verticales, que, además de arriostrar el conjunto de la armadura, resisten a los esfuerzos cortantes.

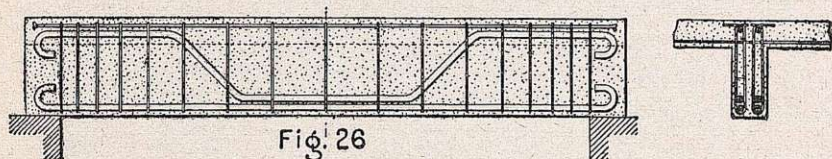


Fig. 26

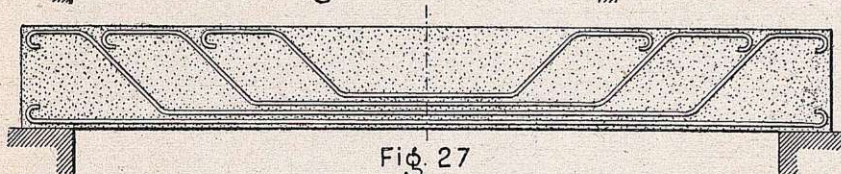


Fig. 27

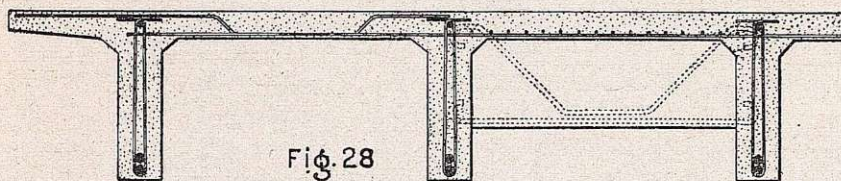


Fig. 28

En los forjados no suelen ponerse horquillas sino cuando tienen que resistir cargas considerables.

Cuando los forjados sobresalen en voladizo sobre las vigas, sus armaduras tienen que pasar a su parte superior, que es donde entonces se producen las tensiones (parte izquierda de la fig. 28).

Armaduras de pilares y pilotes.—

Se emplean dos disposiciones.—En la más comúnmente usada (fig. 29), las barras principales se disponen a lo largo del pilar y se arriostran con *cercos* de redondos de 4 a 6 mm., a distancias que varían de 10 a 25 centímetros.

Si en vez de apoyar las armaduras sobre una zapata, como en la figura 29, se reúnen en punta en su extremo inferior, como en la figura 30, y se añade a ésta un azuche

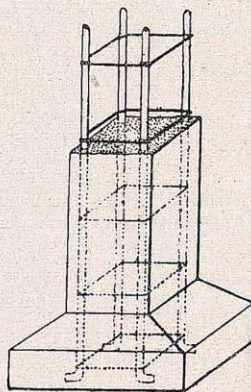


Fig. 29

de hierro, se obtiene un pilote de hormigón armado que puede hincarse en el terreno con fuertes golpes de una pesada maza, movida mecánicamente, que, mediante ciertas precauciones, no desagrega el hormigón de esos pilotes (1).

En la figura 30 las armaduras resistentes son las que constituyen la espiral directriz que trabaja a tensión; es un pilote de *hormigón zunchado*, sistema Considere, que anteriormente citamos.

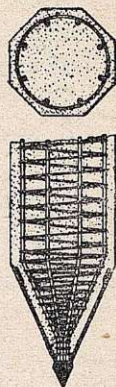


Fig. 30

Armaduras de bóvedas.—La mayor parte de los Ingenieros las constituyen con barras redondas, dispuestas en las inmediaciones del intradós y trasdós de las bóvedas (fig. 31), y que se arriostran entre sí con cercos de redondos más delgados.

También cuando las compresiones son elevadas y se quiere aligerar el peso de los arcos, puede zuncharse la armadura (fig. 32), en la misma forma que acabamos de ver para los pilotes.

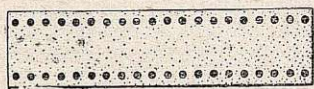


Fig. 31

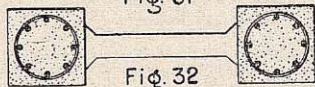


Fig. 32

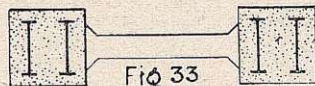


Fig. 33

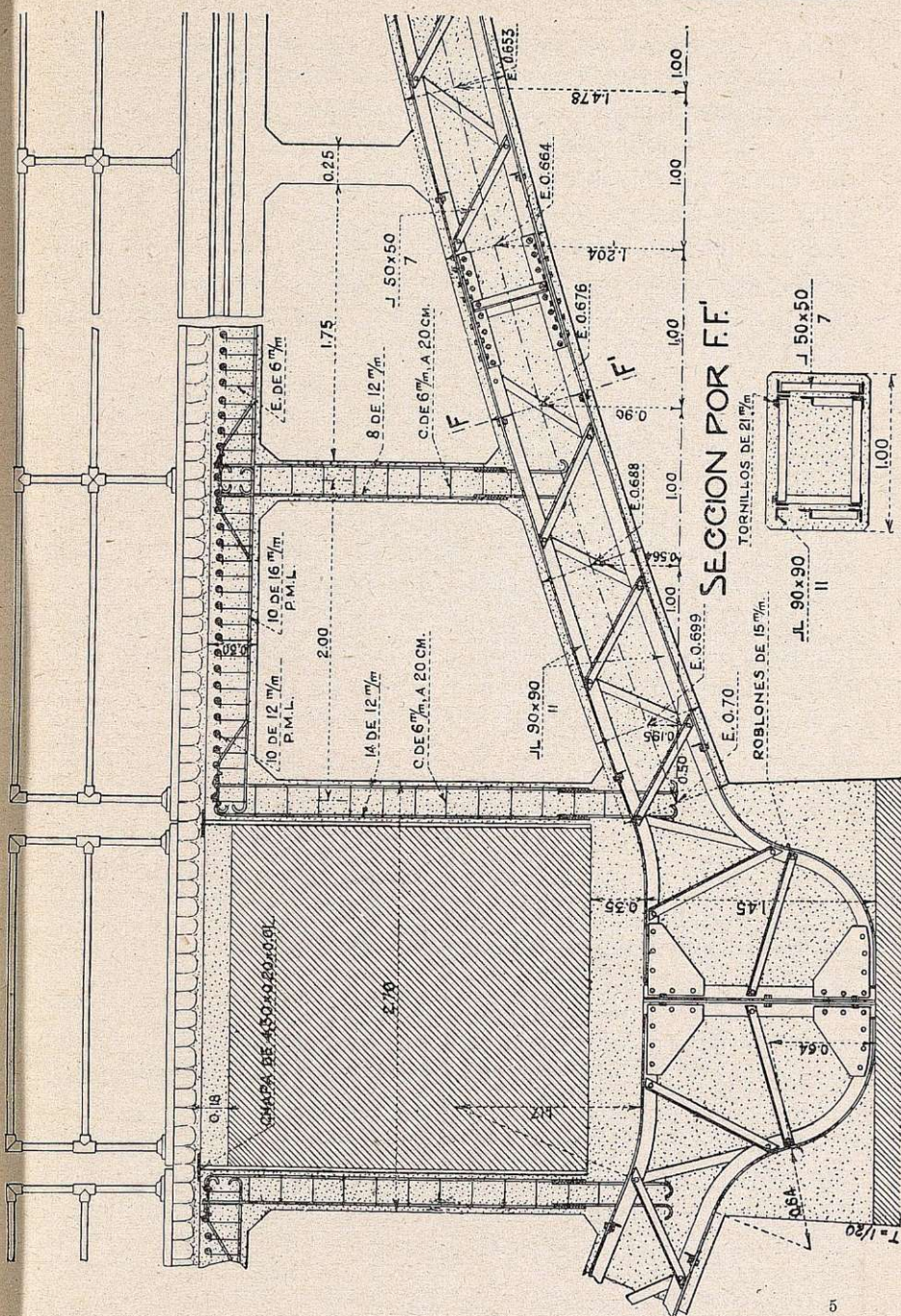
Pero las armaduras en ambas disposiciones no tienen rigidez propia, ni contribuyen a la resistencia de los arcos hasta que el hormigón que ha de envolverlas esté endurecido.—Exigen, pues, para su construcción, el empleo de cimbras y moldes muy rígidos y costosos.

El autor ha preferido y empleado siempre armaduras rígidas, formándolas con viguetas corrientes de doble T de alma llena (fig. 33), o con vigas armadas (fig. 34).

Con estas cerchas, que no sólo tienen rigidez propia, sino que se calculan para poder resistir el peso propio del hormigón de los arcos, pueden ejecutarse sin cimbras las bóvedas de los puentes.

Para ello basta montar al aire, o con un ligero andamio, las

(1) El empleo de estos pilotes de hormigón armado se generaliza cada día más en la construcción, bien sea para constituir la base de los pilares de igual sección, bien sea como apoyo indirecto de los cimientos de un gran número de obras.



cerchas metálicas, divididas en trozos, que se empalman con tornillos; una vez cerradas estas armaduras, se suspenden de ellas unos ligeros moldes, dentro de los que se vierte el hormigón de los arcos.

No sólo se economiza así gran parte del gasto de la cimbra, sino que se suprime la contingencia de su destrucción por las avenidas de los ríos.

Las ventajas de esta disposición las ha hecho aceptar por la Dirección de Obras públicas para los modelos oficiales de puentes en arco para carreteras y caminos vecinales, cuyo estudio fué encomendado al autor (1).

En tubos o depósitos circulares.— Pueden éstos estar sometidos a compresión exterior o a presión interior.

En el primer caso, el hormigón basta generalmente para resistir; pero hay casos en que se le añade una ligera armadura, compuesta por directrices redondas, que se arriostran por ligeras generatrices de acero también redondo, atado a aquéllas con alambre.

Cuando los tubos o depósitos circulares trabajan a presiones interiores de agua, la resistencia está exclusivamente confiada a las barras directrices; el hormigón, si el tubo es grande, o el mortero, si el diámetro es pequeño, arriostran la armadura y dan la impermeabilidad.

§ IV.—EJECUCION DE LAS OBRAS

Las obras de hormigón armado exigen, aún más que las de fábrica de hormigón ordinario, no sólo una dosificación perfecta de sus componentes, sino una ejecución cuidadosa.

Condiciones facultativas oficiales.— Los accidentes ocurridos en algunas obras han sido casi siempre producidos por un exceso de confianza en el nuevo material, que ha impulsado a descuidos de construcción.

Para corregir esa tendencia, la Dirección de Obras públicas ha aprobado las *Condiciones facultativas generales aplicables a todas las obras de hormigón armado*, que figura en el Apéndice número 2, y que consideramos preciso observar.

(1) *Revista de Obras Públicas* de 1.º de diciembre de 1923.

A ellas deben atenerse los Ingenieros y constructores; claro es que interpretándolas con inteligencia, por lo que nos limitaremos aquí a comentar algunos de los artículos que figuran en dichas Condiciones.

Arena.—(Artículo 1.º) Para las obras de hormigón armado aún más que para las otras clases de fábrica, es necesaria una buena arena, silíceá preferentemente, bien limpia y con la composición granulométrica que se describe, y que recomendamos ya al ocuparnos de los morteros en general (pág. 40).

Pero ya dijimos también en dicho capítulo II, pág. 40, que no siempre es indispensable lavar las arenas, pues algunas veces la presencia de la arcilla en polvo, no excediendo de 10 por 100, aumenta la resistencia de los morteros (1).

En estos casos dudosos deben ensayarse comparativamente los morteros con arenas sucias, y los obtenidos con las mismas bien lavadas, para determinar así la influencia de la arcilla que contengan, antes de exponerse a hacer gastos de importancia con resultados negativos. Asimismo tiene una gran importancia la composición granulométrica de la arena.

Proporciones de arena y piedra.—(Art. 6.º) Aunque parezcan exageradas las condiciones exigidas, los experimentos realizados en el Laboratorio de nuestra Escuela (2) permiten deducir las siguientes conclusiones:

1.ª A igualdad de dosificación de cemento y agua, con el mismo volumen total aparente de arenas y de gravas, sólo por *variación de composición granulométrica* se pueden obtener variaciones de compacidad y resistencia entre límites muy extensos (3).

(1) Experimentos practicados por el ingeniero D. M. Giménez Lombardo, publicados en la *Revista de Obras Públicas* de 18 de abril de 1912, parecieron demostrar que las arenas sucias naturales con arcilla, en proporciones entre 2,70 y 9,55 por 100 daban en muchos casos una resistencia a la tracción mayor que con arenas lavadas.

(2) "Compacidad y resistencia de los hormigones", por D. Alfonso Peña. *Revista de Obras Públicas* de 1.º de mayo de 1923.

(3) Los experimentos de nuestro Laboratorio, con hormigones de 300 kg. y 800 × 400 litros de gravilla y arena, dieron a los 28 días, a la compresión, resistencias comprendidas entre 274 y 178 kgs./cm², según que se dosificaba o no la composición granulométrica de los áridos; es decir, que el empleo de éstos, sin clasificar, rebaja en un 35 por 100 la resistencia del hormigón.



2.^a Cribada la arena y grava en las proporciones que dan el máximo de compacidad, la relación entre unas y otras acusan el máximo de resistencia cuando se fuerza a 833 litros por metro cúbico la cantidad de gravilla, rebajando a 367 la arena, valores próximos a la relación tipo 800:400.

Si, pues, con los fáciles experimentos que se prescriben en las Condiciones oficiales, se pueden conseguir aumentos de resistencia de 35 por 100, es evidente que el pequeño gasto que aquéllos ocasionen estará más que compensado con la mayor compacidad de los hormigones obtenidos.

Moldes.—(Art. 8.º) Es condición esencial que los moldes que han de contener el hormigón durante su fraguado y endurecimiento sean perfectamente rígidos. Si se cimbrearan durante el apisonado, o adquirieran flechas durante el endurecimiento, podrían repercutir en las armaduras estos asientos de los moldes, despegándose aquéllas del hormigón, resquebrajando a éste.

Los moldes se construyen generalmente con tableros de 5 ó 7,6 centímetros de grueso, de pino del Norte, pues la madera del país se deforma en contacto con la humedad del hormigón.

El arte del maestro carpintero que se encarga de este trabajo

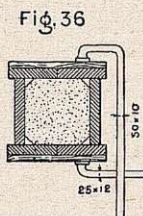
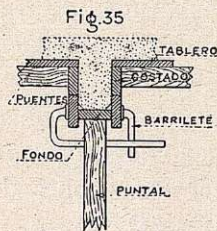
debe consistir en preparar los moldes de manera que su montaje y descimbramiento sea rápido y en reducir en lo posible la clavazón.

A este efecto, se utilizan barriletes de carpintero, como se ve en las figuras 35 y 36, que re-

presentan las disposiciones más elementales que se dan para los moldes de un piso y un pilar.

Los fondos de los moldes de vigas y las piezas llamadas *puentes* de los tableros deben estar sostenidos por numerosos puntales, apoyados a su vez sobre dobles cuñas de madera, que se aflojan para descimbrar.

Para la construcción de paredes verticales, los moldes se complican mucho, pues necesitan tableros dobles, que exigen andamios



y arriostramientos, a menos de emplear sistemas especiales de moldes, como indicamos ya en el capítulo anterior (pág. 47).

Las bóvedas y arcos de puentes necesitan, además, unas cimbras que sirvan de apoyo a los moldes propiamente dichos.

En resumen: la adquisición de maderas y construcción de estos moldes y cimbras es uno de los factores que encarecen más las obras de hormigón armado. La experiencia de los constructores y la habilidad de los capataces contribuyen a aminorarlo; pero, aun así, es un gasto que necesita bastante volumen de obra para poderse amortizar.

Es frecuente que los Ingenieros que proyectan se preocupen, sobre todo, de reducir los volúmenes de hormigón y peso del hierro, y no vacilan para ello en complicar los moldes y mano de obra. Es un error. El Ingeniero debe siempre proyectar *con vistas a la construcción*, para facilitar ésta, para permitir moldes sencillos, fáciles de armar y desarmar, con escasa mano de obra de preparación y poco desperdicio de madera.—De nada le servirá ahorrar unas pesetas en materiales si la complicación de los moldes encarece el gasto total.

Preparación y empalme de las armaduras. — (Art. 9.º)

Los redondos de vigas y pilares pueden tener diámetros comprendidos entre 15 y 50 mm. (aunque debe procurarse no excedan de 40 mm., pues a partir de este diámetro se trabajan con dificultad y tienen menos adherencia); los de forjados, entre 6 y 20 mm.; las horquillas de vigas, de 6 a 15 cm.; las riostras de pilares, de 5 a 6 milímetros.

Conviene sean de una sola pieza las gruesas barras de vigas sometidas a tensión; no siendo superiores a 40 mm., las fábricas las laminan de cualquier longitud.—Su transporte se dificulta entonces algún tanto, pues hay que doblarlas para que quepan en vagones y barcos, y cuando excedan de 20 mm. de diámetro es operación molesta y que obliga a enderezarlas en obra.—Pero todos estos inconvenientes son preferibles a los de los empalmes de estas barras, que sufren generalmente tensiones que alcanzan 12 kgs./mm².

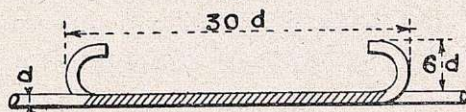
Cuando son indispensables los empalmes, hay que someterse a las precauciones prescritas en los epígrafes *c)*, *d)* y *e)* del art. 9.º



del citado Pliego de Condiciones generales, que las especifican con detalle.

El procedimiento más económico sería el de soldar las puntas de las barras por medio de un forjador de confianza o apelando a

Fig. 37



Manguito para barra
de 48 mm.

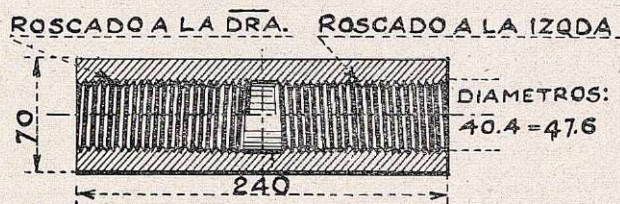


Fig. 38

extremos, en la forma de la figura 37.

En barras de diámetro superior a 25 mm. es aún preferible (epígrafe *d*) del art. 9.º) envolver las puntas de las barras, *previamente soldadas*, por una corona de 4 a 6 barras suplementarias de menor diámetro, cuya sección total equivalga a la de la barra principal, y que se atan también con alambre de 1 mm en doble espira.

También se pueden emplear los manguitos terrajados que proyectó el Sr. Zafra en sus modelos de tramos rectos (fig. 38), que, bien ejecutados, aseguran un buen empalme, pero encarecen sensiblemente el coste de las armaduras cuando los diámetros exceden de 30 mm., pues no se fabrican tubos de acero con los espesores necesarios y hay que construirlos especialmente.

En todos los casos de empalmes de barras deben alternarse las uniones, de modo que no coincidan en la misma sección transversal,

las soldaduras autógenas o eléctricas, que son de un uso corriente en muchos talleres para piezas delicadas de automóviles y locomotoras.

Pero en las obras no siempre puede uno fiarse de estas soldaduras, y es preferible asegurar su resistencia mediante el solape de sus



y, a ser posible, que no coincidan con el centro de las vigas, donde se producen los máximos momentos flectores.

Las barras sometidas a compresión no necesitan soldarse; puede asegurarse la transmisión de los esfuerzos por medio de manguitos de acero con una longitud de 6 diámetros, que envuelvan los dos extremos y vertiendo en el hueco de tubo y barra lechada espesa de cemento.

Los extremos de las barras de tensión de las vigas deben doblarse en forma de gancho circular (figuras 26 y 27, pág. 63), cuyo diámetro sea seis veces el de la barra (1).

Las barras de forjados no necesitan doblarse en sus extremos; basta con aplastarlas para aumentar algún tanto el esfuerzo adherente.

Las barras deberán prepararse en taller, doblándolas en matrices bien trazadas, por medio de gatos análogos a los que se usan para doblar carriles u otros aparatos sencillos que ya se adquieren en el comercio. Cada constructor tiene sus preferencias y sus procedimientos, encaminados todos al ahorro de mano de obra, especializando cada obrero en cada operación.

Moldeo del hormigón.—(Art. 10). Los pisones que suelen emplearse son análogos a los empleados para el hormigón ordinario (fig. 18, página 54), de base rectangular o cuadrada; pero, además, se emplea otro pisón, llamado vulgarmente *pie de cabra* (fig. 39), que se utiliza para los huecos entre las barras y costados de las vigas, en los que no caben los otros pisones.

En estos últimos años se está generalizando el empleo de piso-

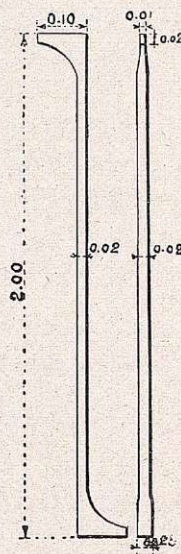


Fig. 39

(1) Numerosos experimentos, entre los que citaremos los descritos en *Le Génie Civil* de 20 de septiembre de 1919, demuestran que este gancho es mucho más eficaz que los dobleces o aplastamientos de las puntas que emplean algunos constructores.

Según estos experimentos, la resistencia suplementaria de un gancho de 50 milímetros en una barra de 12,5 mm. es de 3.200 kgs., mientras que, doblando la punta en 30 mm., sólo es de 1.000 kgs., y abriendo o aplastando la punta se reduce a 200 kgs.

nes neumáticos; pero en lugar de apisonar directamente la masa, algunos constructores golpean con ellos los moldes, para que la vibración de éstos favorezca la extensión del relleno y contribuya a dar compacidad a las masas; éstas tienen que ser entonces bastante flúidas.—Se podrán obtener así hormigones homogéneos, pero siempre serán más compactos y resistentes con masas poco húmedas apisonadas directamente.

Descimbramiento.— No hay reglas fijas que determinen los plazos que el hormigón armado necesita para permitir el desmoldeo y descimbramiento

Depende de las temperaturas reinantes durante las obras y de las luces y pesos de forjados, vigas y bóvedas.

En época de heladas debe retrasarse del número de horas que aquéllas hayan durado, pues se retrasa de otro tanto el fraguado.

Con el calor se adelanta el endurecimiento de la masa.

Daremos, sin embargo, algunos plazos de carácter práctico para las obras más corrientes.

Forjados:	De 4 a 6 días, según luces y pesos.
Vigas y bóvedas:	Hasta 6 m. de luz, 8 días.
"	" De 6 a 15 m. de luz, 15 días.
"	" De 15 a 25 m. de luz, 25 días.
"	" De 30 m. de luz en adelante, 30 días.

§ V.—VENTAJAS DEL HORMIGON ARMADO

Economía.— No se puede precisar la economía exacta que presenta el empleo del hormigón armado, pues depende, no sólo de las circunstancias locales, sino de la cantidad de obra a ejecutar y de los esfuerzos a que ha de estar sometida la construcción.

En pisos, por ejemplo, la economía con relación a los pisos contruídos con viguetas de hierro, aumenta sensiblemente con las luces y con la sobrecarga.—En crujiás de 4 a 5 m. la economía es apenas sensible, pero puede exceder de 50 por 100 en tramos de 8 a 12 m., para sobrecargas de 2 000 kgs./m².

Los pilares de hormigón armado son muy inferiores en coste a las columnas de hierro y fundición; la economía sobre éstos oscila entre 20 y 80 por 100.



En paredes y muros de edificios es poco frecuente el empleo del hormigón armado, que, por exigir moldes por ambos lados, encarece sensiblemente la construcción.

En muros de sostenimiento o de contención de agua, en los que el factor peso propio es el principal elemento de la estabilidad, son también contados los casos en que el hormigón armado ofrece economía.—Sin embargo, en muelles de puertos y rías, en los que la piedra sea cara, puede resultar más económico el empleo del nuevo material.

Los depósitos circulares de agua de hormigón armado ofrecen economías sensibles sobre los de hierro o fábrica.

Cuando haya que ejecutarlos rectangulares, los muros de hormigón armado pueden resultar más caros que los de fábrica, pero es seguro que las cubiertas habrán de ser más baratas de hormigón armado que las de cualquier otro material.

Pero es principalmente en puentes, acueductos y sifones donde la economía del hormigón armado es más evidente y considerable.

En puentes de carretera, la diferencia de coste con relación a los tramos metálicos puede alcanzar hasta 40 a 50 por 100 para luces comprendidas entre 10 y 50 m. (1).—La economía va disminuyendo a medida que las luces aumentan.

En puentes de ferrocarriles las economías son menores, pero casi siempre sensibles para tramos inferiores a 25 m de luz.

En acueductos y sifones, salvo casos excepcionales, será siempre más económico el ejecutarlos con hormigón armado.

Existe todavía una verdadera obsesión respecto a la duración, que se considera eterna, de las obras de fábrica construídas con piedra, que impulsa a asegurar que, por efecto de su duración ilimitada, resultan más económicas que las de otros materiales.

Los Ingenieros deben tener en cuenta, no sólo las economías inmediatas que obtengan en una obra, sino el interés compuesto de esas economías.

Si, por ejemplo, el empleo del hormigón armado permite en un puente un ahorro de 25 por 100 en la construcción, esta economía

(1) Comparación económica de los modelos oficiales de tramos para carreteras, por el ingeniero D. José Barcala (*Revista de Obras Públicas* de 1.º y 15 de agosto de 1923).

amortiza el gasto total en un plazo de 24 ó de 30 años, según que el tipo de interés sea el 6 ó el 5 por 100.

Duración.— Puede asegurarse hoy que las obras de hormigón armado son mucho menos precarias y efímeras que lo que supusieran al principio algunos de sus detractores.

Por de pronto, hay muchas obras con 40 años de existencia; en ninguna de ellas se notan fatigas, ni la menor señal destructiva, ni aun en aquellas, como fábricas y puentes, sometidas desde entonces a choques y vibraciones.

Y no puede ser menos, pues, lógicamente pensando, basta hacerse cargo de los elementos constitutivos del hormigón armado para formular una opinión motivada.

En efecto, el hormigón armado está formado por una mezcla envolvente a base de portland y por hierro o acero, que es su armadura interior.—Como es sabido, el cemento es el único material cuya dureza va aumentando con el tiempo.—La madera, el hierro y hasta la piedra se va pudriendo, oxidando o desmoronando bajo la acción de los agentes atmosféricos.—Estos son, en cambio, los que contribuyen a endurecer el portland.

Respecto al hierro, ¿qué razón puede haber para que sufra si, por efecto de estar envuelto por mortero, no le llegan ni el aire, ni el agua, cuyo oxígeno es el único corrosivo del metal?

Es más: está demostrado, y yo he podido comprobarlo varias veces, que barras de hierro muy oxidadas metidas en hormigón salen limpias al cabo de algún tiempo, presentando su exterior el color azulado que ofrecen cuando salen del laminador.—El óxido de hierro que lo recubría parece como disuelto en la masa del mortero, combinándose quizá en forma de silicato férrico y tomando parte en las reacciones del fraguado.

Sin embargo, el autor ha podido comprobar recientemente que ciertos muelles y puentes de hormigón armado sometidos, ya a la influencia directa del agua del mar, ya tan sólo a los vapores salinos que se producen en las playas marítimas, han sufrido sensible oxidación de sus armaduras, que determina grietas y hasta la destrucción del hormigón que las recubre. Ello evidencia que en esas obras los hormigones, por su insuficiencia de cemento o de apiso-



nado, quedaron muy porosos, permitiendo la llegada de las emanaciones salinas hasta el acero y la creciente oxidación de sus barras.

Por esta causa de peligro evidente de dichas construcciones, se precisan para ellas las precauciones minuciosas que en el art. 12 del Pliego de Condiciones, que transcribimos en el Apéndice núm. 2, se prescriben para las obras marítimas.

Solidaridad y rigidez. — En las obras de piedra o ladrillo existen las juntas; en las metálicas, los roblones.—Ambos elementos de unión son puntos débiles, soluciones de continuidad del conjunto, que tienden a destruirse por efecto de choques y vibraciones.

El hormigón armado *suprime las juntas y roblones*.—Toda la construcción es *solidaria*; todos sus elementos trabajan simultáneamente y se ayudan.—La obra es menos sensible y más rígida.

Los terremotos de San Francisco y los posteriores del Japón y Sicilia evidenciaron que la solidaridad de los edificios construídos de hormigón armado permitió a la mayor parte de ellos resistir a las violentísimas sacudidas sísmicas que derrumbaron todas las demás construcciones.

Elasticidad.— Pero esta rigidez no excluye la elasticidad.— Las piezas de hormigón armado tienen flechas que alcanzan cifras extraordinarias sin que se rompan (1), y no pasando de ciertos límites, estas flechas desaparecen al quitarse la sobrecarga, aunque se hayan presentado grietas en el hormigón.

Esta condición ofrece una garantía de seguridad, pues que para romper un sólido de hormigón armado se necesita, aproximadamente, el doble de la carga que ocasiona las primeras grietas en el hormigón.

Incombustibilidad.— En los recientes terremotos antes citados se demostró también la enorme ventaja que ofrece la incombustibilidad de los edificios de hormigón armado.—El fuego destruyó

(1) Entre los experimentos que he practicado, obtuve flechas de 23,5 cm. en dinteles planos de 2,60 X 3,50 m. de luz, formando dicho dintel una curva perfectamente regular. (Véase el acta de las pruebas verificadas en las obras de la Cárcel Modelo de Oviedo.—*Revista de Obras Públicas*, 1898.)



más casas que los terremotos, y sólo quedaron casi incólumes las casas construídas de hormigón armado.

Se han hecho pruebas concluyentes sometiendo esas construcciones a temperaturas de 1.200 grados, sin haber conseguido alterar siquiera la resistencia del hormigón.—Este es tan mal conductor, que en las experiencias al fuego se puede colocar la mano sobre una pared de 10 cm. de grueso, cuya cara opuesta esté calentada al rojo.

Sabido es, en cambio, que los pisos o armaduras de hierro, que muchos creen incombustibles, son, por efecto de la gran conductibilidad del hierro, tan sensibles a la acción del fuego, que contribuyen, si no a propagarlo, por lo menos a hacer más destructores sus efectos, pues las columnas de fundición saltan, las viguetas se dilatan y derrumban los muros.

Han sido ya varios los edificios construídos, parte con hormigón armado y parte con hierro, donde el incendio ha respetado cuanto estaba construído con el nuevo material y no ha dejado piedra sobre piedra en las naves o pisos en que se habían empleado viguetas metálicas.

Dilataciones. — No quiere esto decir que deban despreciarse las dilataciones o contracciones que sufre el hormigón armado por los cambios de temperatura (1).

Pero la casi igualdad de los coeficientes de dilatación del acero y del cemento, que son, respectivamente, de 0,00001182 y 0,00001283, permiten a ambos elementos dilatarse por igual.

Ahora bien: en grandes superficies de pisos, en puentes de luces superiores a 20 m., es preciso precaverse contra los cambios de temperatura, a cuyo efecto se dejan juntas o se intercalan aparatos de dilatación.

Impermeabilidad. — El hormigón, aun muy bien apisonado, es bastante permeable, sobre todo con agua a presión; pero aumentando la riqueza de los morteros en la superficie en contacto con los líquidos, o enluciendo, esta permeabilidad desaparece, y aunque en las primeras semanas pueda, a veces, observarse cierta exudación,

(1) La ola de calor que sufrió Madrid el 8 de abril de 1905 fué la causa del hundimiento de la cubierta del tercer depósito, en donde no se previó que ocurriera esa contingencia durante el período de construcción.



muy pronto quedan colmatados los poros del mortero con las sales cálcicas que siempre contiene el agua (1).

Ventajas higiénicas. — Esta impermeabilidad se opone a la intrusión de parásitos, insectos, gérmenes pútridos o morbosos, que no pueden eliminarse con los demás sistemas de construcción.—Su dureza impide la entrada de ratones y otros animales tan prolíficos como asquerosos.

Los pisos de cemento pueden limpiarse y hasta baldearse, y en nuestra época, en que, con razón, tanto se preocupan los Arquitectos de mejorar las condiciones higiénicas y sanitarias de los edificios, no es ésta una de las menores ventajas que presenta el hormigón armado.

Resistencia a los ácidos.—El escaso efecto que la mayor parte de los ácidos ejerce sobre los buenos cementos permite el empleo económico del hormigón armado en muchos casos en que el hierro y la madera no resisten a la acción corrosiva de esos líquidos.

Así es que se han empleado con éxito cubas de este material en industrias químicas, en depósitos para malezas de azúcar, en cubas para vinos, que no dan olor ni sabor a los caldos que contienen.

Condiciones estéticas.—Moldeándose el hormigón, claro es que se presta a todas las formas arquitectónicas que quiera darle el arquitecto más fantástico, teniendo en cuenta, sobre todo, que para el hormigón no hay dificultad de construcción que no se solucione con valentía y ligereza.

Los grandes vuelos que permite el moldeado de los paramentos, afectando formas y perfiles variados, facilitan, por el contrario, la ornamentación, sin aumento sensible de coste.

Conviene añadir, sin embargo, que, la tendencia artística actual siendo la de la sinceridad constructiva, los puentes y obras de hormigón armado que se proyectan ahora suelen estar exentos de adi-

(1) En los sifones del Sosa y Albelda, que son tubos de 3,80 y 4 m. de diámetro, sometidos desde hace más de veinticinco años a presiones de 30 m., la impermeabilidad de las paredes es completa.



ciones decorativas, pues que la silueta y proporción de sus entramados bastan para darles un aspecto arquitectónico agradable.

Rapidez de ejecución.—Constituído el hormigón armado por elementos sencillos que se encuentran siempre en el comercio, como son hierros redondos, cemento y gravillas, pueden las obras comenzar inmediatamente, pues mientras los materiales se van acopiando ármanse las cimbras y moldes con madera, que en todas partes se encuentra.

Se obtiene, pues, en estas obras la velocidad que se quiere; lo que no ocurre con los demás sistemas de construcción, que exigen casi siempre una preparación larga y un asiento o montaje muy lento.

Objeciones que se han hecho al hormigón armado.—El empirismo que dominaba en los cálculos de las dimensiones inspiraba escasa confianza en sus resultados.

Hoy, la experiencia de millares de obras, por un lado, y la aplicación de teorías mecánicas más científicas, por otro, desvirtúan aquellos temores.

Podrán no ser completamente exactas las hipótesis que los Ingenieros utilizan para fijar las secciones de las armaduras; pero las obras así calculadas se comportan, en las pruebas, como si se realizaran aquellas hipótesis.

Queda el peligro de una ejecución deficiente, de las irregularidades de algunos cementos.

Pero, con una dirección inteligente, con una inspección minuciosa, o, mejor aún, no confiando la ejecución de las obras delicadas sino a constructores prácticos y responsables, se evitan estos peligros, de que no están, por otra parte, exentos los demás procedimientos constructivos.

Resumen.—El hormigón armado no es ni será la panacea del arte de construir; pero no es dudoso que ofrece ya ventajas que no presentan ni la madera, ni el hierro, ni la piedra y que resuelve con éxito y con economía la mayor parte de los problemas de construcción.



El empleo del cemento fundido, cuando su precio se reduzca, permitirá también acelerar las obras, con ahorro sensible de moldes.

No olvidemos, por último, que permite ejecutar las obras con peones sin oficio, ventaja que compensa con creces la vigilancia inteligente que exige.



CAPITULO IV

Reseña histórica de los puentes de fábrica y hormigón armado

- § I.—PUENTES Y ACUEDUCTOS DE FABRICA EN ESPAÑA.—Puentes primitivos. — Puentes romanos. — Acueductos romanos. — Puentes de la Edad Media. — Puentes del Renacimiento. — Puentes modernos.
- § II.—PUENTES Y ACUEDUCTOS DE HORMIGON ARMADO EN ESPAÑA Y AMERICA ESPAÑOLA. — Tramos rectos. — Puentes en arco. — Acueductos. — Sifones. — Puentes en América española.
- § III.—PUENTES EN EL EXTRANJERO. — En Persia. — En Francia. — En Italia. — En Alemania. — En Inglaterra. — En los Estados Unidos.
- § IV.—CARACTERES DE LOS PUENTES EN LAS DISTINTAS EPOCAS. — Epoca Romana. — Epoca Persa. — Edad Media. — Renacimiento. — Siglo XIX. — Siglo XX. — Resumen.

Aunque en los tomos III y IV de este libro detallamos los puentes más característicos, de fábrica y de hormigón armado, construídos en el mundo entero, creemos útil reseñar en este primer tomo la historia de la evolución constructiva que han sufrido estas obras desde los tiempos más remotos hasta nuestros días, incluyendo en esta reseña los puentes más interesantes de los países en que se han acentuado más las diferencias de su construcción.

§ I.—PUENTES Y ACUEDUCTOS DE FABRICA EN ESPAÑA

Puentes primitivos.—Los puentes prehistóricos estaban constituídos por troncos de árboles apoyados sobre macizos de piedra, o sobre palizadas de madera sujetas en los cauces de los ríos por gruesos bloques.

Aun hoy día se emplean estos sistemas rudimentarios para salvar algunos ríos (fig. 40).

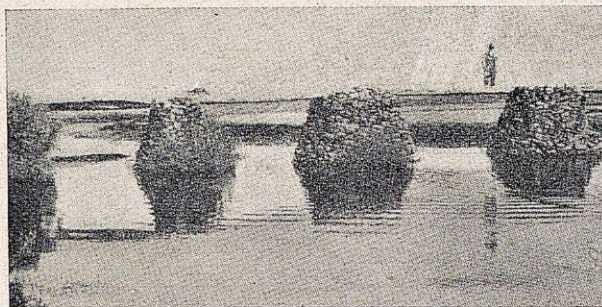


Fig. 40.—Puente primitivo

Con tramos de madera y pilas de fábrica fueron edificados los dos puentes más antiguos de que se tiene conocimiento histórico: el construido sobre el

Nilo por Menés, primer rey egipcio (2.500 años a. de J. C.), y el de Babilonia, sobre el Éufrates, en tiempos de Semíramis (1.800 años a. de J. C.).

Los primeros puentes romanos también se construyeron de madera, y sólo 600 años antes de J. C. apelaron al sistema de bóvedas de piedra, para el puente de Salaro, sobre el Anio, a tres kilómetros aguas arriba de Roma.

Pero, desde este primer puente de piedra, aquellos formidables constructores, que fueron los romanos, extendieron en Italia primero, y después en todos los países por ellos colonizados, puentes y acueductos notables, muchos de los cuales aún perduran, acreditando así el genio de aquella raza latina, tan prodigiosa por sus obras públicas como lo fué por sus conquistas y por sus leyes.

Puentes romanos en España. —En España, muy principalmente, levantaron los romanos muchos puentes y acueductos notables, que existen casi todos en magnífico estado de conservación, y algunos de los puentes prestando servicio desde hace veinte siglos, sin más interrupción que las producidas por las invasiones y guerras que motivaron su destrucción parcial y exigieron después su reparación.

El más hermoso de nuestros puentes romanos es el de Alcántara, sobre el Tajo, en la provincia de Cáceres (fig. 41), construido por Cayo Julio Lacer, durante el reinado de Trajano (año 106),



según se deduce de una inscripción que existe en un templete contiguo al puente (1).

La longitud total del puente es de 194 metros, con seis arcos de medio punto, dos centrales de 27,36 y 28,78 metros.

Las bóvedas son de doble rosca, de 1,67 y 0,60 metros, de sillaría granítica sin mortero.

La altura es considerable, pues alcanza 56 metros desde la rasante al fondo del cauce; el ancho útil del puente es de 6,80 metros.



Fig. 41.—Puente romano de Alcántara (Cáceres)

Ha sido este puente reparado en tiempo de los Reyes Católicos, y principalmente de 1856 a 1860, por el Ingeniero de Caminos D. Alejandro Millán, que hubo de reconstruir un arco central, volado por los franceses en 1808, restaurando con gran escurpulosidad todo el resto de tan magnífica obra.

En *Salamanca* se utiliza aún un gran puente sobre el río *Tormes* (fig. 42), compuesto por dos partes de época distinta: una, de la época romana, de 201 m. de longitud, formada por 15 arcos de 9,50 m. de luz, y otra, de la Edad Media, de 154 m. en 11 ar-

(1) Reproducimos algunos datos de este capítulo de un interesante artículo sobre "Los grandes arcos de fábrica de los puentes de España", por D. Luis Gaztelu.—*Revista de Obras Públicas* de 12 de junio de 1899.

cos de 8,40 a 10 m. de luz (1). Parece evidente que una parte de este puente romano fué destruída por alguna gran avenida y reconstruída en la Edad Media.

El *punte de Mérida*, sobre el Guadiana, muy parecido al anterior, está formado por 64 arcos con una longitud de 780 metros.

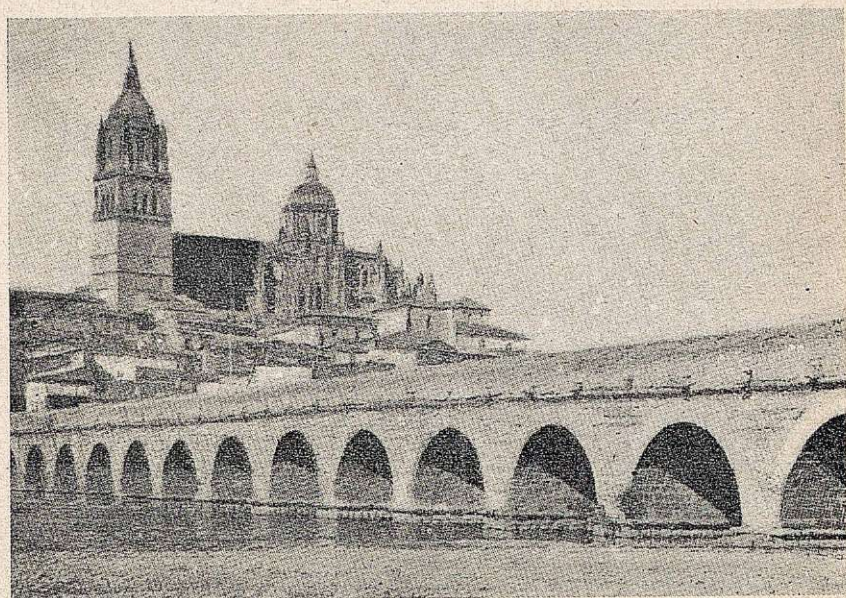


Fig. 42.—Puente romano en Salamanca

El *punte de Córdoba*, sobre el Guadalquivir (fig. 43), con 16 arcos, fué primeramente construído por los romanos, pero tuvo que ser reconstruído, en gran parte, por los moros. Las archivoltas de ciertos arcos, las coronaciones de algunas pilas y el aparejo de ciertas partes de la obra corresponden a la construcción romana;

(1) Datos rectificadas por el Ingeniero D. Bienvenido Oliver, que nos ha facilitado interesantes fotografías.—El Ingeniero francés Gauthey fué mal informado al atribuir a las ruinas del puente romano de Salamanca 26 arcos, de 23 metros de luz y 34 m. de altura, sobre pilas de 8 m.—Degrand, *Ponts en Maçonnerie*, tomo II, pág. 40.

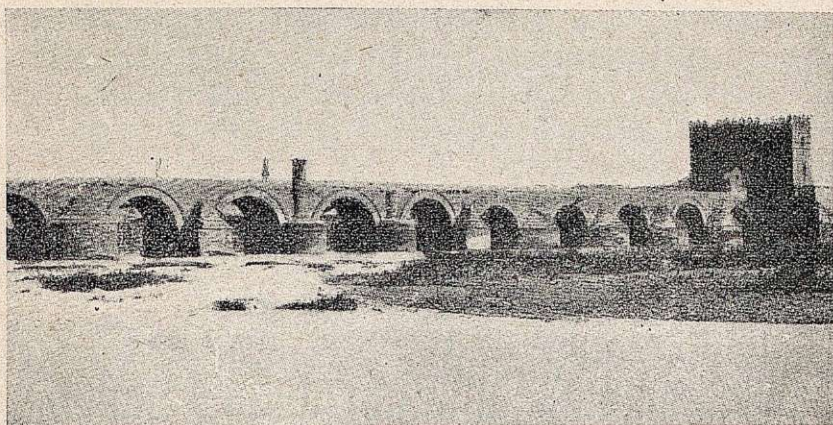


Fig. 43.—Puente de Córdoba

igual carácter, a la vez romano y árabe, se observa en la fortaleza que defiende la entrada del puente (1).

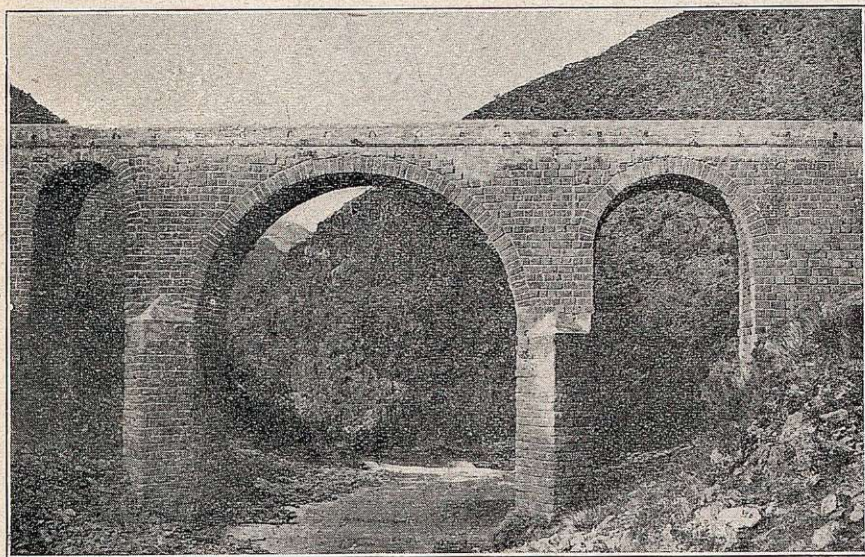


Fig. 44.—Puente romano de Bibey (Orense)

(1) En los "Anales" de la *Revista de Obras-Públicas* del año 1894, tomo III, se ha publicado un estudio completísimo de las constantes vicisitudes de esta obra por el inspector del Cuerpo D. Luis Sáinz.

Puente de Bibey, Orense (fig. 44).—Don Pedro Celestino de Espinosa, en una monografía de los puentes de España, atribuye este puente a los romanos, en tiempos de Nerva, aunque se reconstruyera en el reinado de Trajano.

Acueductos romanos.—Existen en España tres hermosos acueductos, construídos por los romanos, para abastecer las importantes poblaciones de Mérida, Tarragona y Segovia.

En *Mérida*, además del puente ya citado, pueden admirarse dos acueductos: uno de ellos comprende 140 arcos y se utiliza aún para

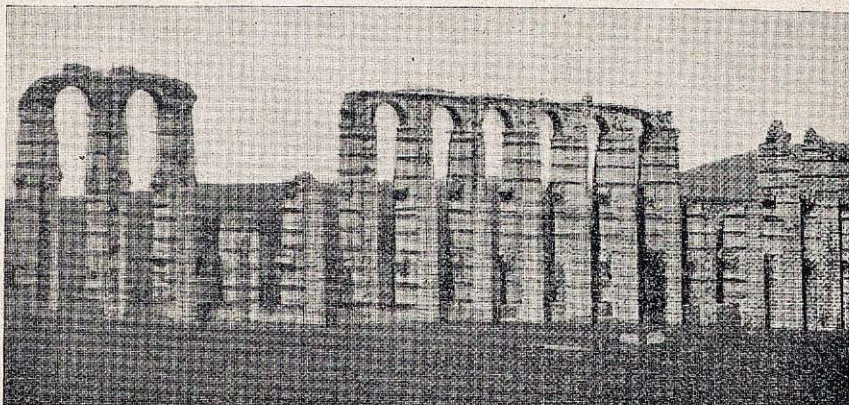


Fig. 45.—Acueducto romano de Mérida

el abastecimiento del pueblo; el segundo, que debió de estar formado por un gran número de arcos, porque tiene más altura que el primero, no subsiste sino en parte (fig. 45).

El *acueducto de Tarragona*, llamado también de las Ferreras (figura 46), está, en cambio, admirablemente conservado, gracias a las reparaciones hechas por el Estado, que lo decretó Monumento nacional.

Sus proporciones se aproximan, por su esbeltez, a la de los acueductos modernos. El piso inferior comprende 11 bóvedas de 6,30 metros; el superior, 25 de igual luz; tiene de longitud 217 m y una altura máxima de 24 m. Esta hermosa obra está formada por sillares perfectamente aparejados, sentados sin mortero.

El *acueducto de Segovia* (fig. 47) es una de las obras más importantes y mejor conservadas de la época romana. Su longitud es de 766 m. y llega a 28 m. de altura en su parte central, con 165 arcos de unos 5 m. de luz.

Se calcula en 25 000 sillares el número de piedras de que se compone, todas ellas sentadas sin mortero.

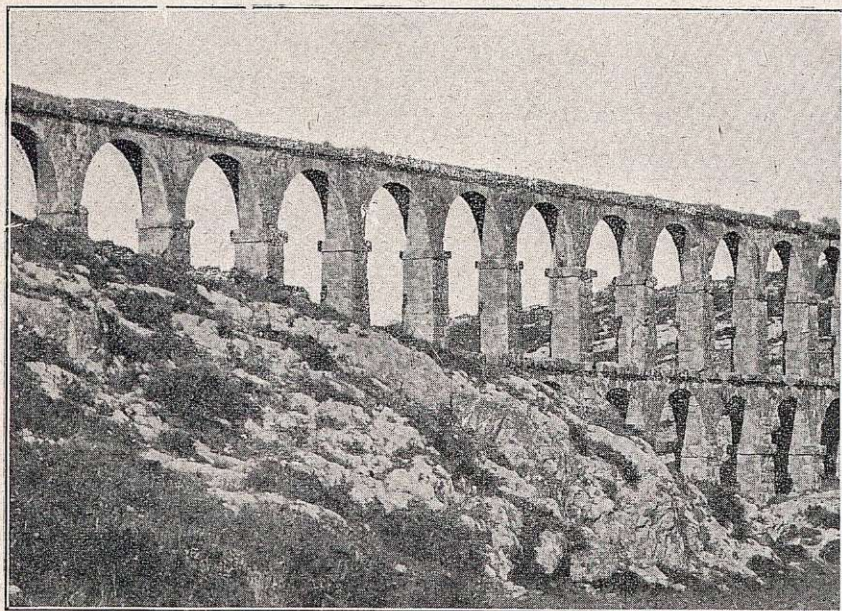


Fig. 46.—Acueducto romano de Tarragona

El grandioso aspecto de esta obra, cuya ejecución exigió andamios formidables, evidencia el espíritu constructivo de los fundadores de nuestras primeras grandezas, que, a pesar de la deficiencia de los medios de que disponían, no vacilaban en acometer y en realizar las obras públicas más necesarias para los pueblos que conquistaban.

Puentes españoles de la Edad Media.—También durante la Edad Media se construyeron en España numerosos puentes, al-

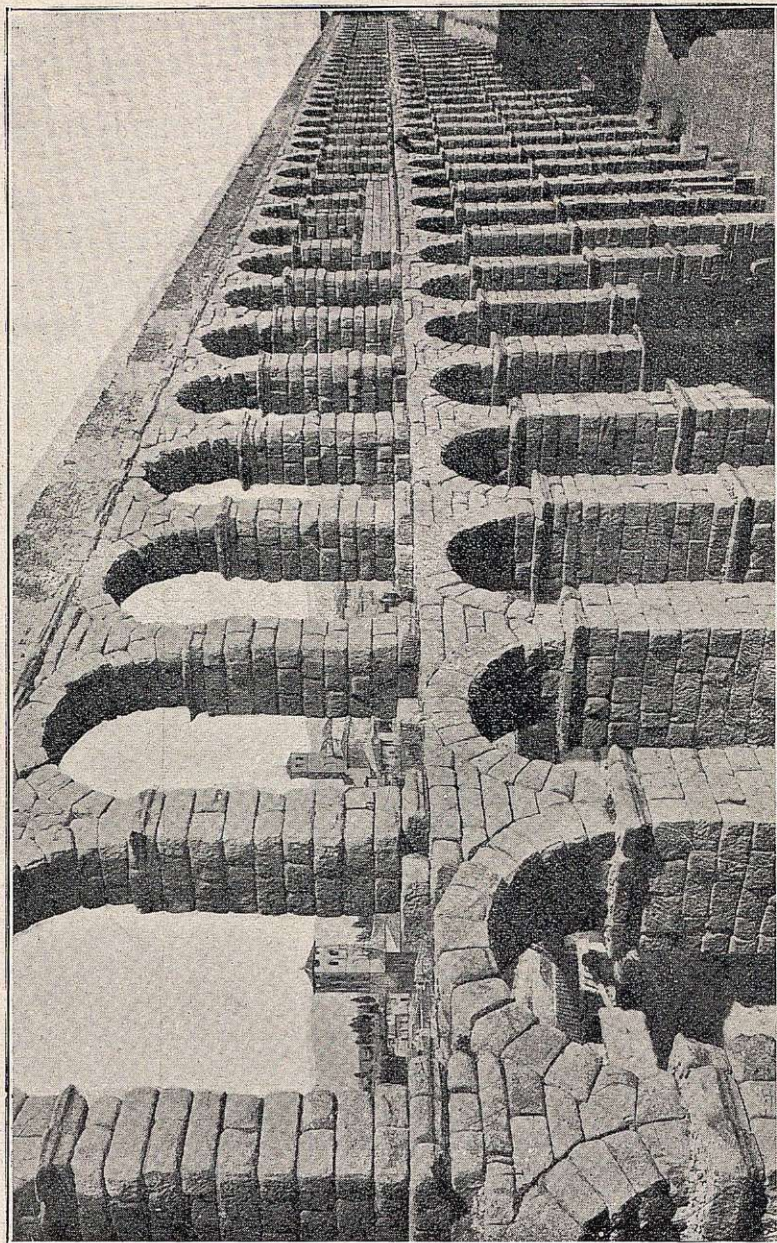


Fig. 47.—Acueducto romano de Segovia

gunos de ellos de gran luz, muchos de los que subsisten y se utilizan para las carreteras que sirven.

Citaremos los más notables:

Puente de Zamora. — Para entrar en esta población existe un puente (fig. 48), cuyas pilas quizá sean de época más antigua, pero

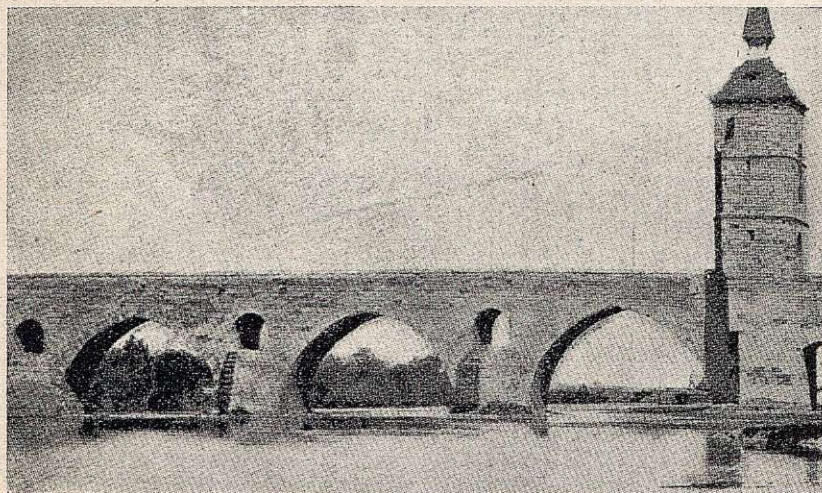


Fig. 48.—Puente de Zamora

cuyas 13 bóvedas, de forma ligeramente ojival, denotan que fueron construídas hacia el siglo XIII.

La entrada del puente estaba defendida por una torre y, además, su planta seguía una línea quebrada, sin duda para que el enemigo que quisiera atacar a la ciudad pudiera ser combatido de flanco.

Puente de Ricobayo, sobre el Esla (fig. 49). — En la misma provincia de Zamora se encuentra otro puente notable, de igual época, con el que la carretera de Zamora a Alcañices atraviesa una gran depresión del terreno.

Los arcos inferiores son ojivales y los superiores de medio punto, lo que hace suponer que la rasante del primer puente del siglo XIII era más baja y que posteriormente se la levantó para suavizar las pendientes de acceso a la obra.

Puente de Alcántara, en Toledo (fig. 50). — Consta de un arco principal de medio punto, de 28,30 m., y otro de 16 m.

Los árabes lo encontraron construído cuando conquistaron To-

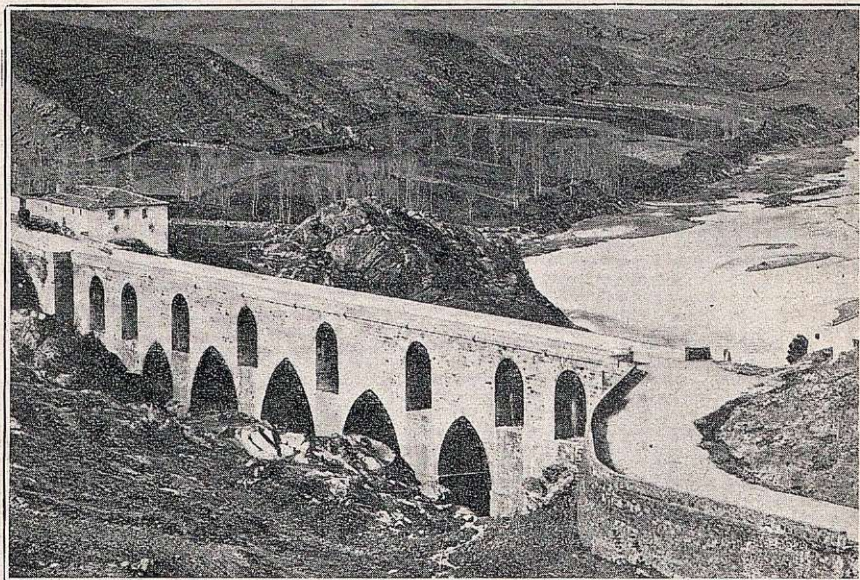


Fig. 49.—Puente de Ricobayo (Zamora)

ledo, pero es casi seguro que debieron repararlo en gran parte, por lo que algunos escritores les atribuyen su construcción.

Lleva dos arcos de triunfo, uno de ellos elevado en 1721, durante el reinado de Felipe V.

Puente de San Martín, en Toledo (1). — Es actualmente el de mayor luz de los puentes de piedra existentes en España, pues su arco central tiene 39,75 m. por 20,45 m. de flecha (2).

Hubo allí un puente romano, que fué destruído por una gran

(1) Sobre algunos de estos puentes ha publicado M. Sejourné, en su notable obra *Grandes puentes*, tomo III, páginas 308 a 315, interesantes detalles, rectificando dimensiones y datos históricos, inexactamente publicados por otros autores.

(2) Dimensiones tomadas por nuestro compañero D. Carlos Alfonso, a petición de M. Sejourné.

avenida del río Tajo en 1203 ó 1211. Se construyó un poco aguas arriba; pero en el sitio de Toledo por D. Enrique de Trastámara contra su hermano D. Pedro el Cruel, éste mandó destruir su arco central, en 1368.

D. Pedro Tenorio, arzobispo de Toledo, lo reedificó de 1376 a 1399 (fig. 51).

El arco central es una ojiva apenas peraltada; está formado por dos anillos de sillería granítica.

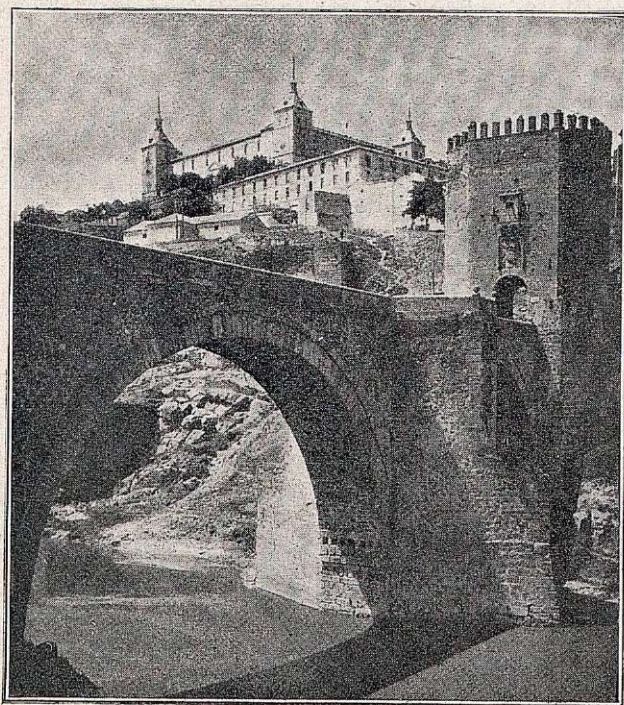


Fig. 50.—Puente de Alcántara (Toledo)

Puente de Orense, sobre el Miño (fig. 52). — Enlaza la ciudad con la estación del ferrocarril de Monforte a Vigo, y pertenece a la carretera de Villacastín a Vigo.

Tiene siete arcos, de los que cinco son ojivales.

El central sólo tiene 37,60 m. de luz (1).

La base de las pilas es quizá romana, pero todo el resto del puente ofrece las características de las obras del siglo XIV.

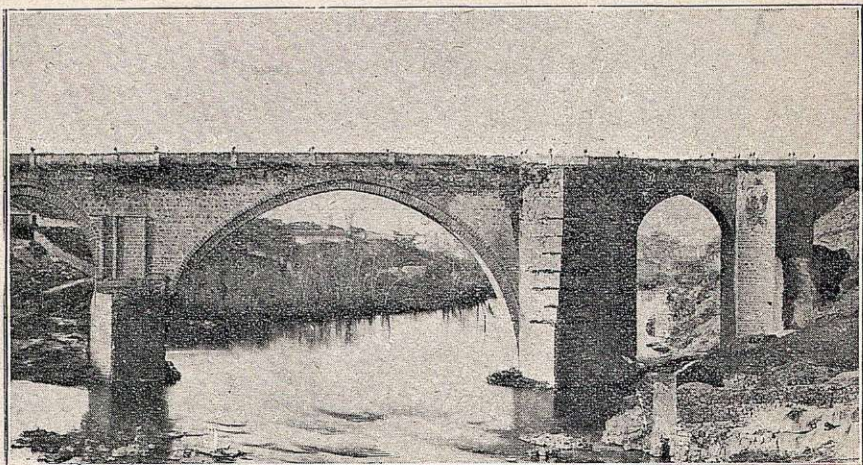


Fig. 51.—Puente de San Martín (Toledo)

Puente de San Juan de las Abadesas (fig. 53).— Tiene el arco una luz de 33,50 m. y 19 m. de flecha.

Espinosa lo consideró como romano. Su aspecto general y la forma ojival de su arco demuestran que fué construido durante la Edad Media, como otros muchos puentes ojivales de menor luz que se encuentran en toda España.

Puente del Diablo, sobre el Llobregat, en Martorell (fig. 54).— Aunque una inscripción del año 1768 atribuye su construcción a Aníbal, la forma ojival rebajada de su arco central, de 37,30 metros (2) evidencia que fué en la Edad Media cuando se construyó la bóveda.

Sin embargo, los estribos, bases de las pilas y arco de triunfo del estribo izquierdo pueden ser romanos.

(1) Dimensión rectificada por nuestro malogrado compañero D. Juan B. Uriarte.

(2) Rectificadas sus dimensiones por nuestro compañero D. José M. Ortega, a petición de M. Sejourné.

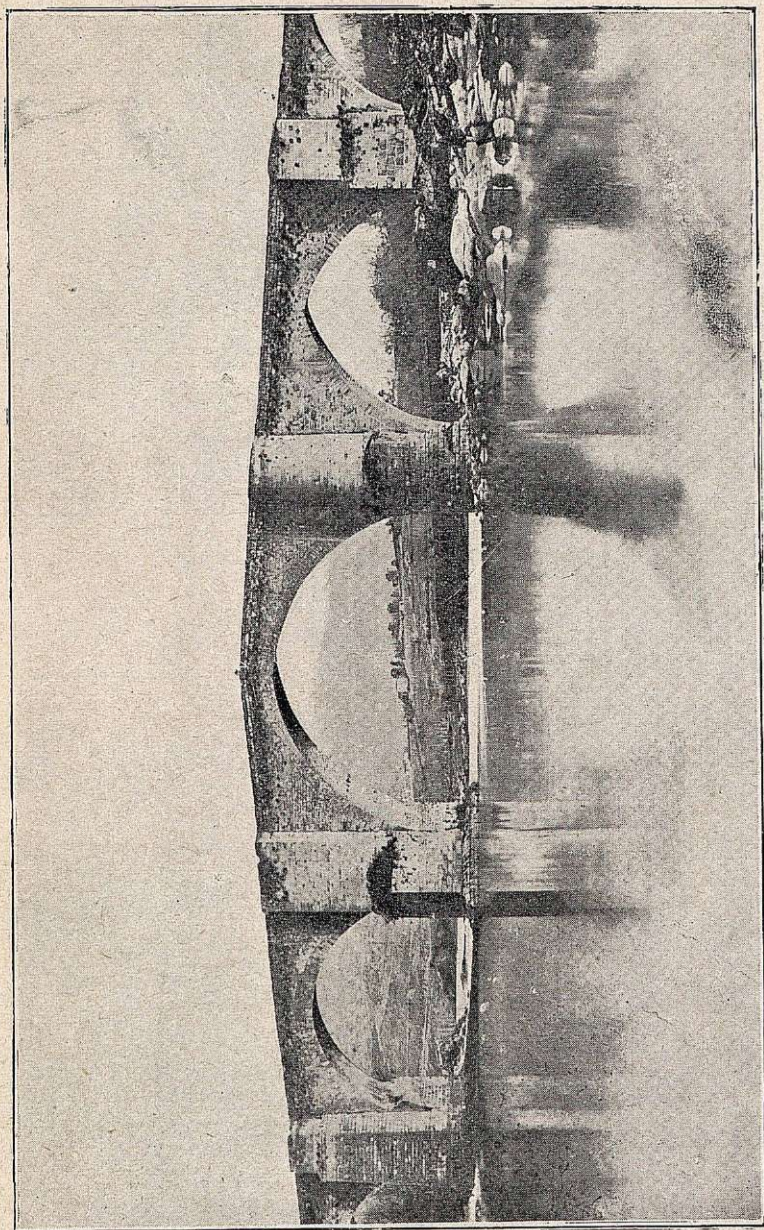


Fig. 52.—Puente de Orense, sobre el Miño

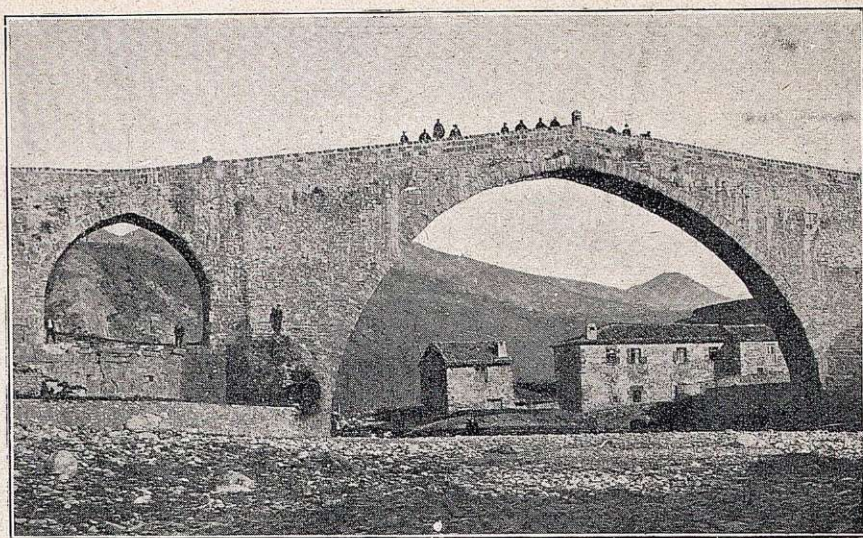


Fig. 53.—Puente de San Juan de las Abadesas

Puente de Zaragoza (fig. 55). — Se terminó en 1437, pero hubo que repararlo en 1656. Consta de siete arcos de diversas luces,

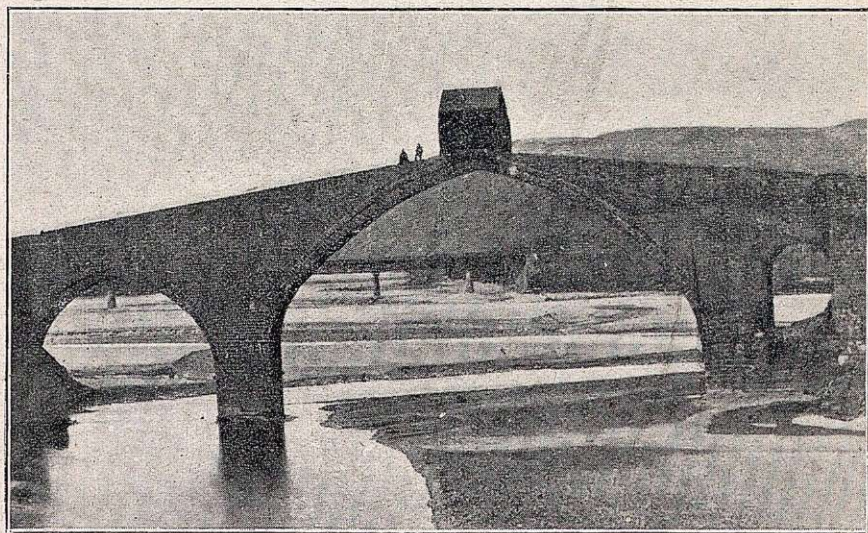


Fig. 54.—Puente del Diablo, en Martorell (Gerona)



siendo el mayor de 35 m. El estrechamiento exagerado que producen sus enormes pilas provoca grandes socavaciones, que obligan a consolidar frecuentemente los cimientos.

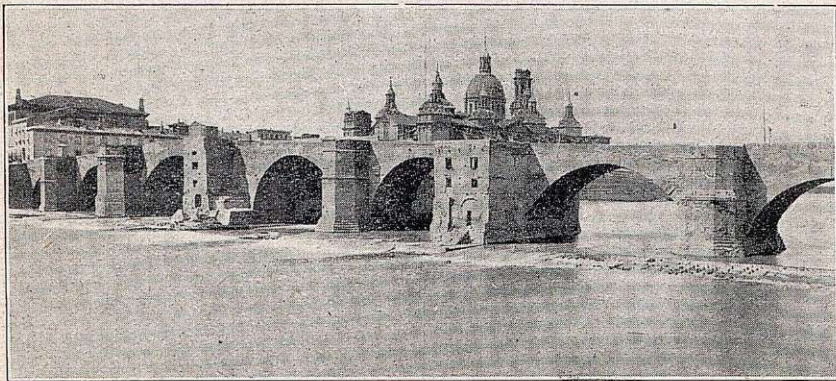


Fig. 55.—Puente de Zaragoza, sobre el Ebro

Puentes del Renacimiento.—Comprendemos en este epígrafe los construídos desde el siglo XV al XVIII. Reseñamos únicamente los más interesantes y de luces mayores.

Puente sobre el Tajo, en Almaraz (Cáceres).—Se terminó en 1592, y está formado por dos arcos de 33 y 38 m. de luz (fig. 56).

La pila central tiene un espesor excesivo, y también llama la atención que la bóveda del arco de menos luz tiene mayor espesor que la otra.

Puente sobre el río San Juan, cerca de Córdoba.—Debe ser de la misma época este puente, con una bóveda central de 31 m., y curioso sobre todo porque los estribos se han aligerado con arcos de medio punto, que no sólo han reducido el coste de la obra, sino que facilitan el desagüe de las avenidas.

Puente de Benamejí, sobre el río Genil.—Fue construído de 1550 a 1556. Consta de un arco de medio punto de 30 m. de luz y otros dos laterales de 8,66 m. Su rasante está a 21 m. sobre el río.

Puente sobre el río San Juan.—Está en las inmediaciones de Córdoba, y se compone de un arco de medio punto de 31 m. de luz, decorado con una archivolta.

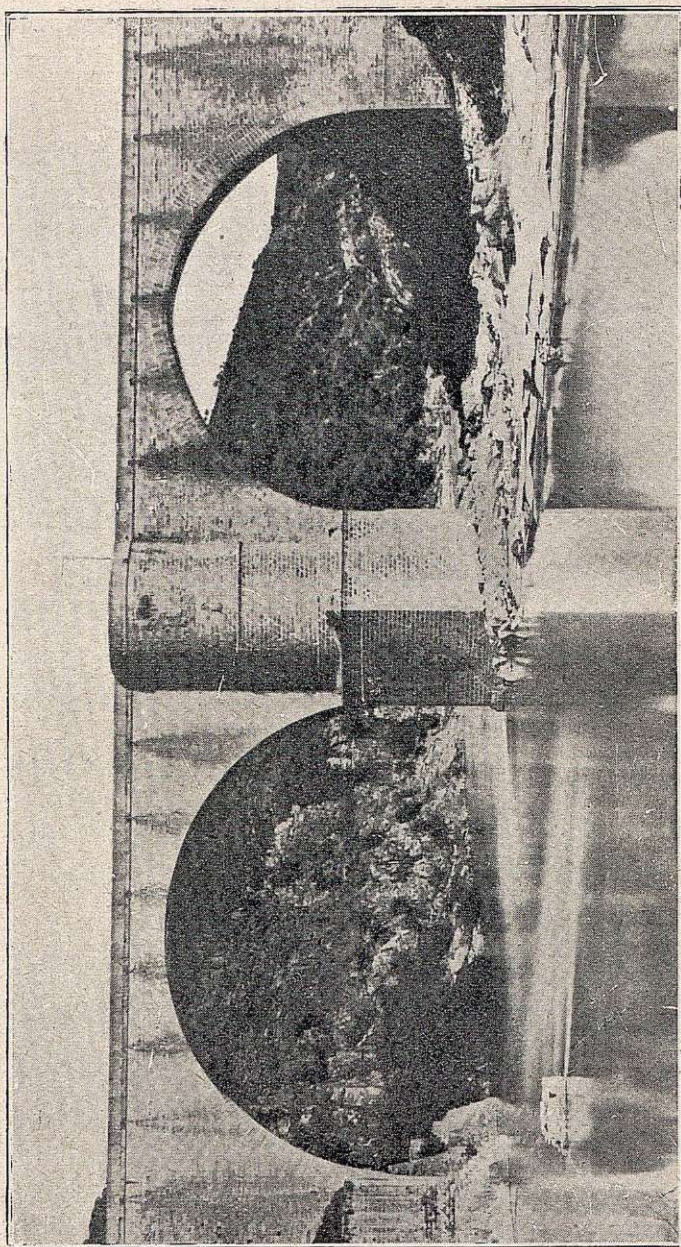


Fig. 56.—Puente de Almaraz, sobre el Tajo (Cáceres)

Puente de Mazuecos. — Atraviesa el Guadalquivir, en la provincia de Jaén, con un arco de medio punto de 31,76 m. de luz.

Puente sobre el Guadalimar. — Está también en la provincia de Jaén, y se terminó su construcción en 1560. Tiene un arco central circular de 31,36 m. de luz y dos pequeños en cada margen.

Acueducto de Teruel. — Esta interesante obra, conocida vulgarmente por "Los Arcos", fué proyectada por Pierres Bedel, empezándose la obra el año 1537 (fig. 57).

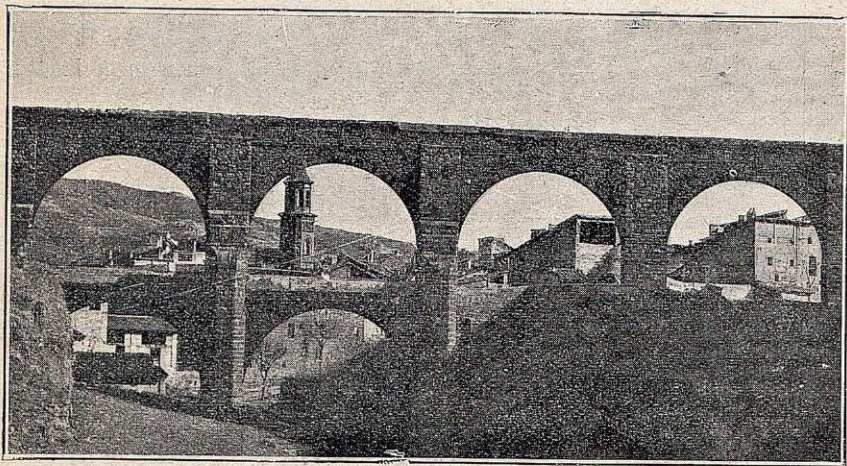


Fig. 57.—Acueducto de Teruel

Está dividida en dos pisos, de 13 m. de altura cada uno.—Las luces de estos arcos oscilan de 11,60 a 13,40 m.—La coronación del piso inferior se utiliza como viaducto o para peatones, a cuyo efecto se abrieron unas puertas de 1,25 m. de ancho y 3 m. de altura en los macizos de las pilas (1).

Viaducto de Ronda.—Esta población se encuentra en las dos márgenes de un barranco profundo. — Para unir las se construyeron varios viaductos en diferentes épocas, de los que el más notable es el representado por la figura 58, construido en el siglo XVII. — Su altura máxima es de 140 m. y la luz de su arco central, de 14 metros.

(1) Datos facilitados por mi alumno J. Senespleda.

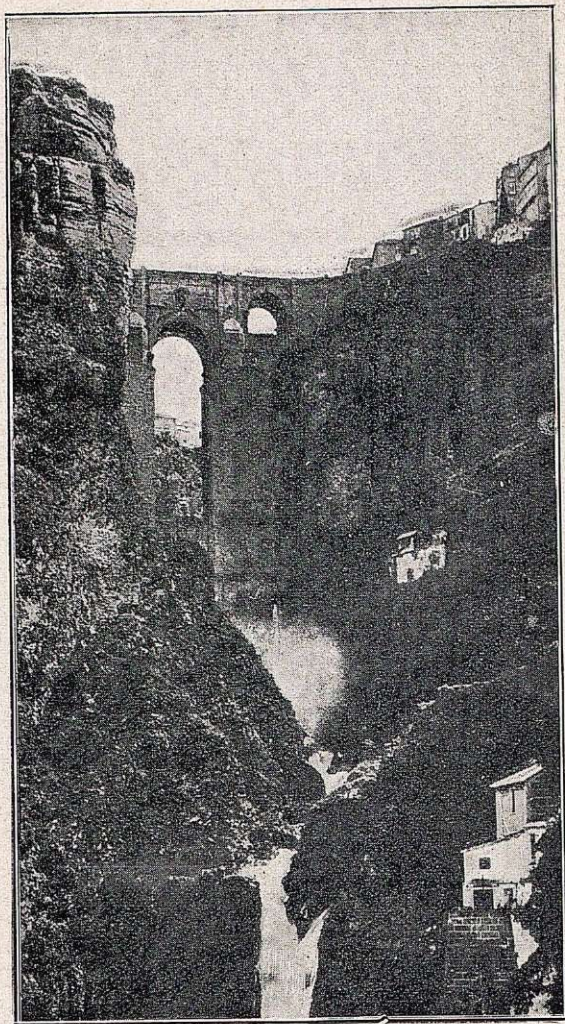


Fig. 58.—Viaducto de Ronda

metros, trasdosados paralelamente con espesor de 0,90 m.—Los tajamares de aguas arriba son triangulares, y los de aguas abajo circulares; estos últimos se prolongan hasta la rasante, formando refugios para los peatones.

Es un puente monumental por su construcción, pero la excesiva anchura de sus pilas (5,20 m.) le da gran pesadez, por lo que no

Es una obra notable por el lujo de su construcción, pero mal concebida.—Hubiera sido mucho más económico construir un arco de mayor luz, ya que existían en aquella época muchos puentes de 30 a 40 m. de luz.

Puente llamado de Toledo, en Madrid (fig. 59). Sobre el río Manzanares, en tiempo de Felipe V, en 1735, se reconstruyó este puente para sustituir otro destruido por el río.

Es de sillería, de estilo churrigueresco, y tiene 9 arcos de medio punto, de 11,70

merece los elogios que de esta obra hacen artistas y arquitectos, sobre todo si se compara con los puentes construídos en el mundo entero en el siglo XVIII, que citaremos más adelante.

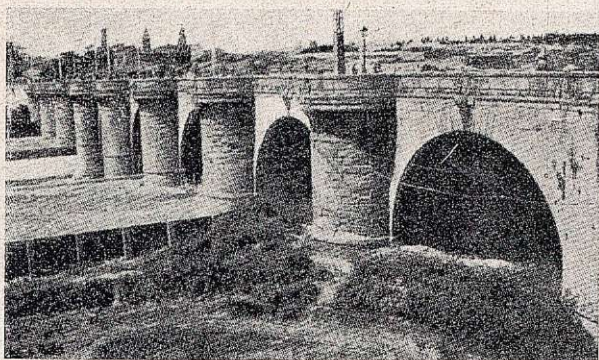


Fig. 59.—Puente de Toledo (Madrid)

Puentes modernos. — Comprendemos en esta época los puentes construídos bajo la dirección de los Ingenieros de Caminos, Cana-

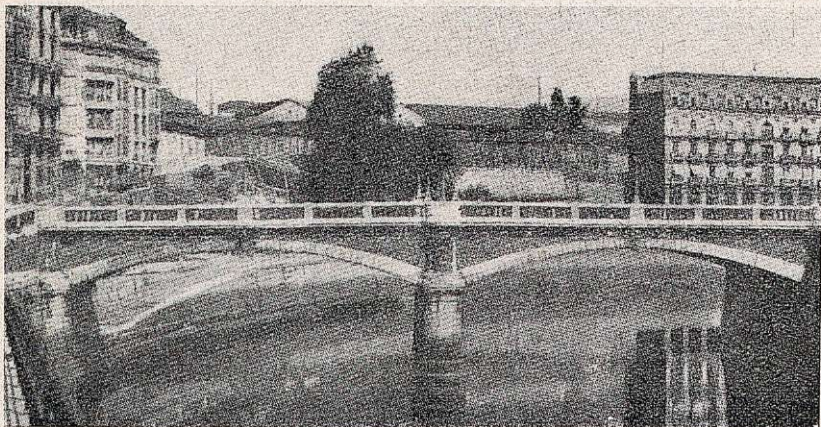


Fig. 60.—Puente sobre el Nervión, en Bilbao

les y Puertos, cuyo Cuerpo fué creado el año 1802, pues desde entonces solamente se procedió metódica y científicamente a construir esa clase de obras.

Innumerables son los puentes de todas clases, de fábrica principalmente, construídos en España para nuestros 49.000 kilómetros de carreteras y 15.000 kilómetros de ferrocarriles.

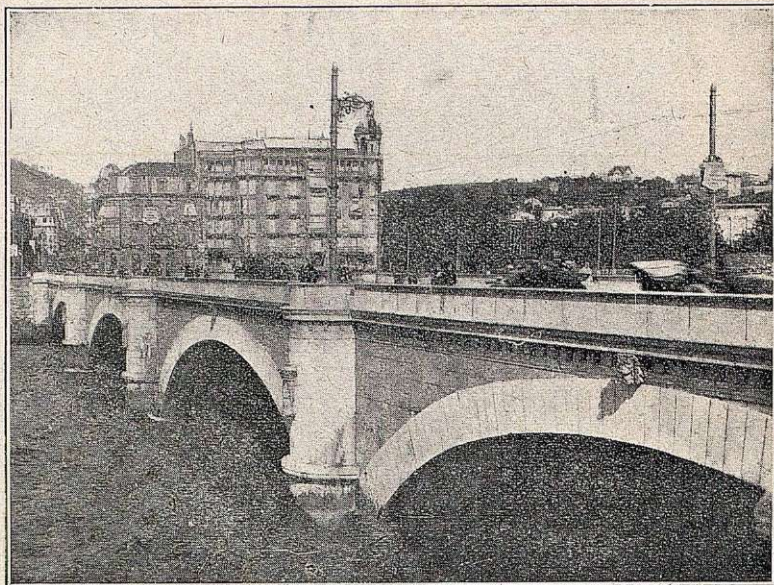


Fig. 61.—Puente de Santa Catalina (San Sebastián)

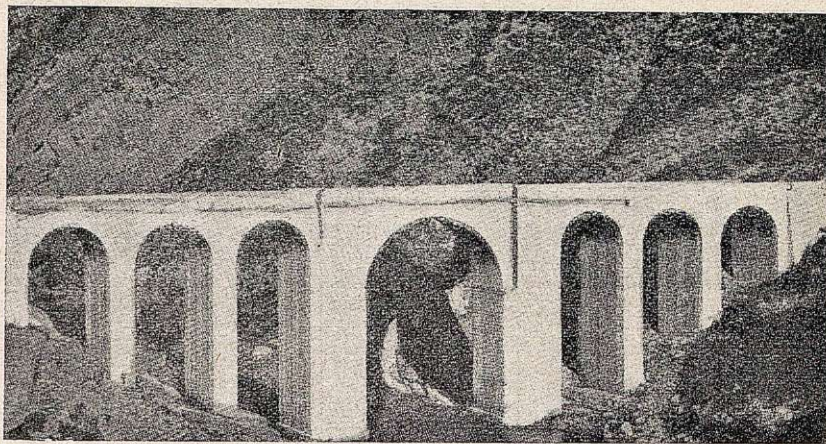


Fig. 62.—Puente-viaducto sobre el Cabriel



El tipo de puente más corrientemente empleado es de arcos de sillería rebajados al 1/10, con luces de 15 a 30 m. (fig. 60).

También se han construido para luces análogas muchos arcos elípticos con disposiciones semejantes a la figura 61.

Cuando la altura de rasante lo ha permitido se construyeron arcos de medio punto en puentes (fig. 62) y en viaductos (fig. 63).

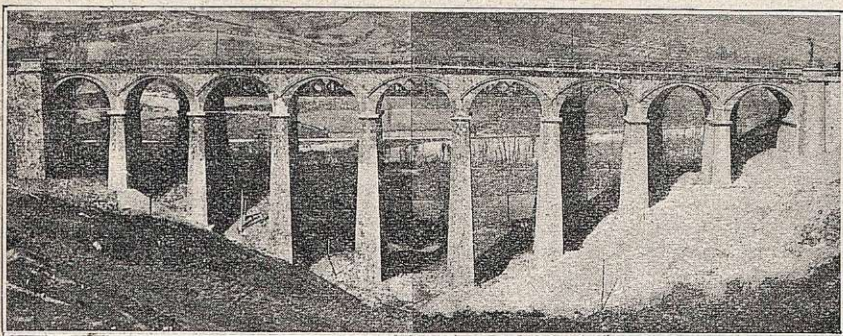


Fig. 63.—Viaducto del Pangua (ferrocarril del Norte)

Casi siempre estos puentes se han ejecutado con bóvedas y apoyos de sillería o sillarejo y tímpanos y rellenos macizos de mampostería más o menos tosca, o ladrillo cuando la piedra era escasa.

Pero hace ya más de 40 años que los Ingenieros españoles han construido algunas bóvedas con hormigón hidráulico en masa, para evitar la costosa labra de las dovelas, con dimensiones iguales a los arcos de sillería.

También se han construido algunos importantes puentes de piedra con los tímpanos aligerados, entre los que citaremos el puente de Cacán (Granada) (fig. 64) y el construido sobre el río Huebra (Salamanca) (fig. 65).

Por último, citaremos el puente con bóvedas de hormigón en masa, *con articulaciones* de plomo en la clave y arranques, construido hace pocos años en Gradefes (León) (fig. 66) (1).

(1) Proyectado por D. Bienvenido Oliver.—*Revista de Obras Públicas* de 15 de marzo de 1924. En el tomo IV de este libro, páginas 201 a 203, citamos algunos otros puentes españoles de este tipo.

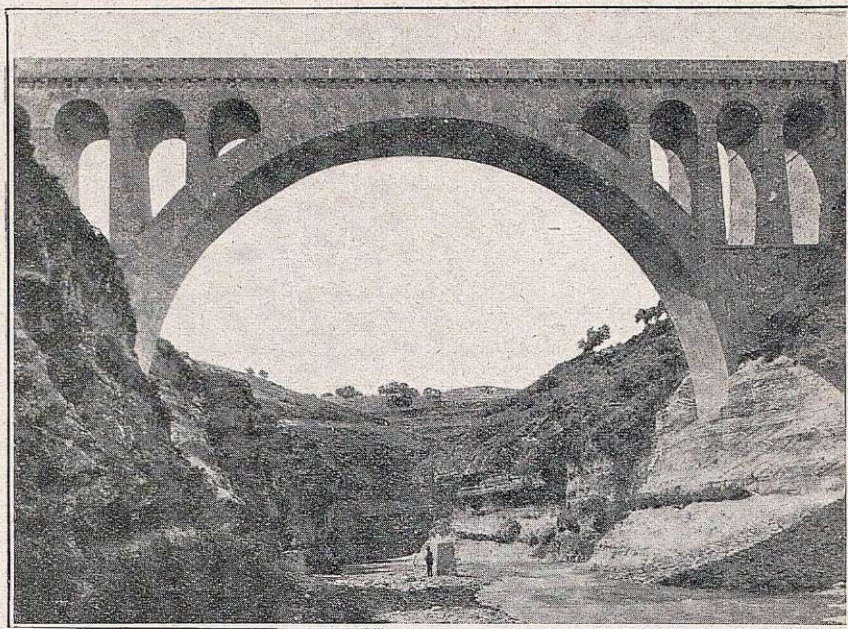


Fig. 64.—Puente del Cacín (Granada)

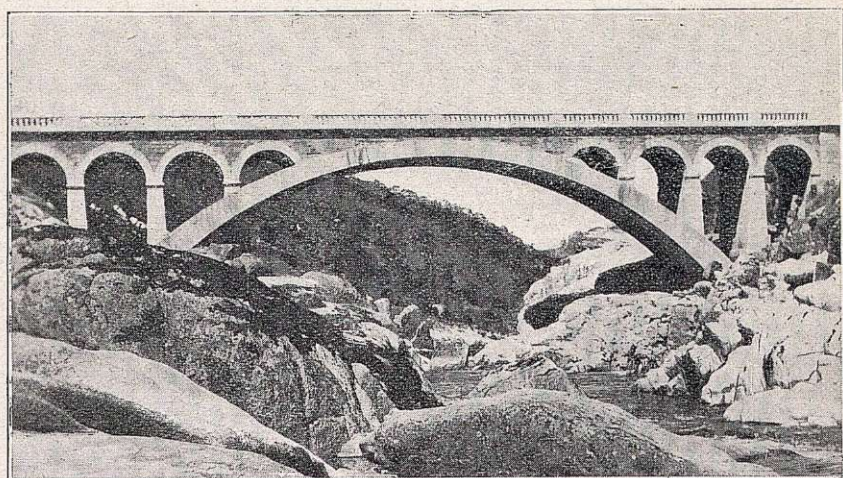


Fig. 65.—Puente del Huebra (Salamanca)

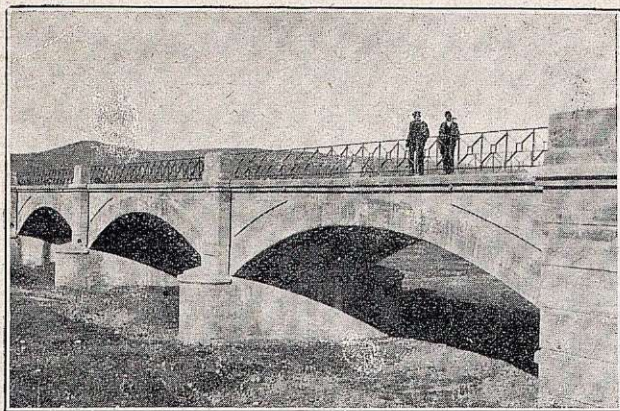


Fig. 66.—Puente de Gradefes (León)

§ II.—PUENTES Y ACUEDUCTOS DE HORMIGÓN ARMADO EN ESPAÑA

Desde casi su aparición en 1890, el nuevo sistema constructivo del hormigón-armado encontró en España la más favorable acogida.

En 1894 empezó el autor a construir puentes con el nuevo material, y son más de 500 los tramos y arcos que ha ejecutado o dirigido en la Península, Canarias, Marruecos y Guinea, con el más completo éxito, para el Estado y Compañías de ferrocarriles.

Puede hoy asegurarse que el 80 por 100 de los puentes y acueductos que se construyen en España se ejecutan con hormigón armado, y nuestra Dirección de Obras públicas ha aprobado los modelos oficiales para puentes de carreteras y caminos vecinales, cuya redacción encomendó al autor y a nuestro ilustre y malogrado compañero D. Juan Manuel de Zafra.

Tramos rectos.—El tipo de puentes de hormigón armado más frecuentemente aplicado es el de tramos rectos, con vigas macizas y tablero superior, que son de una aplicación corriente.

Las luces de estos tramos oscilan entre 10 y 26 m.—Entre los 400 tramos rectos que hemos proyectado y construido citaremos los de las figuras 67 a 70, con pilas de fábrica o palizadas, unas veces sencillas, otras dobles con tajamares.



En luces que exceden de 25 m. preconizó Zafra el aligeramiento de las vigas, que aplicó por vez primera a los tramos de 26,40 m. de luz de los ferrocarriles interurbanos de Málaga (fig. 71) (1).

Para puentes de ferrocarril, hubo al principio cierta resistencia en adoptar el nuevo material, por el temor que las trepidaciones que producen los trenes a gran velocidad pudieran disgregar el hormigón.

Pero Zafra y el autor consiguieron desvanecer esta preocupa-

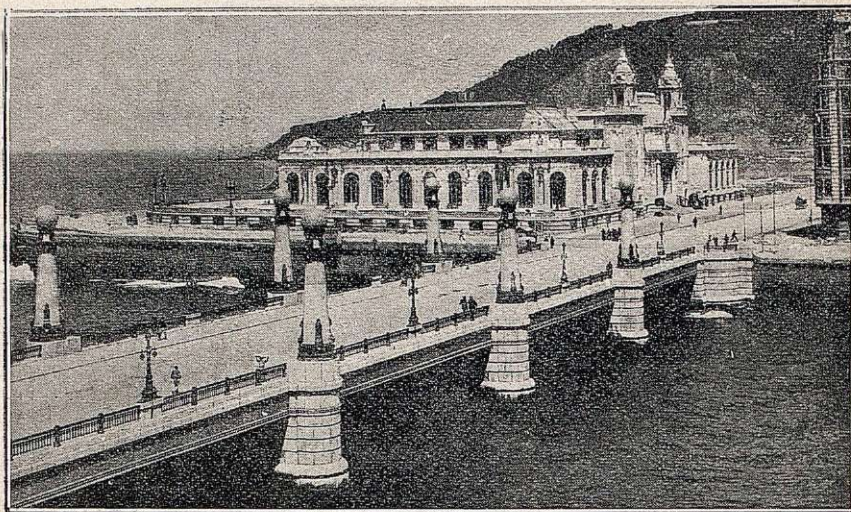


Fig. 67.—Puente del Kursaal (San Sebastián)

ción, y hoy son contados los tramos rectos en los que no se recurre al hormigón armado, incluso para ferrocarriles de vía ancha y locomotoras de cien toneladas (2).

Puentes en arco.— En muchos casos conviene emplear arcos de hormigón armado.

(1) Descritos en la *Revista de Obras Públicas* de 10 noviembre 1910.

(2) Entre las Compañías de ferrocarriles que han construido todos sus puentes de hormigón armado podemos citar:

De vía estrecha: Ferrocarriles Interurbanos de Málaga, Palencia a Villalón, Rióseco a Villada, Salinas a los Mártires, Arnedillo a Calahorra y Zumárraga a Zumaya.

De vía ancha: Ceuta a Tetuán (aunque se explota con vía estrecha), Lérida a Saint-Girons y Tánger a Fez (Zona española de Marruecos).

Principiamos los Ingenieros españoles, imitando con ello las tendencias francesas, a perseguir la ligereza de las estructuras, que se asignaban a las de los arcos metálicos.

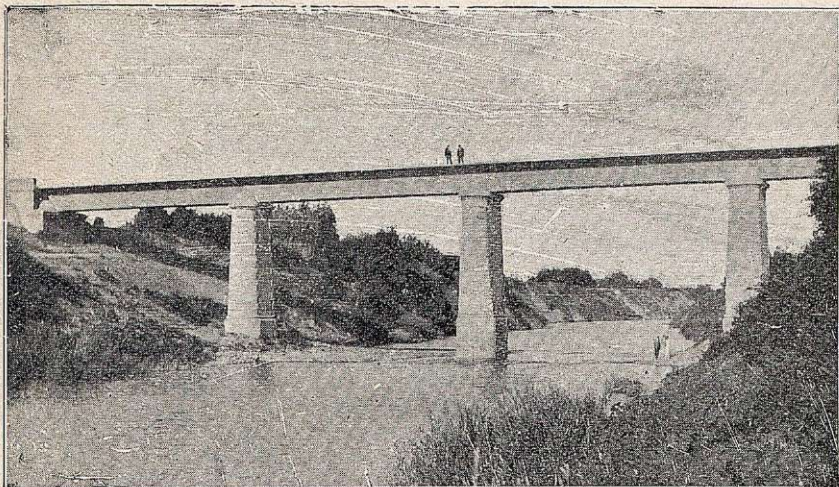


Fig. 68.—Ponte sobre el Lucus (Marruecos), para el ferrocarril de Tánger a Fez

Así ejecuté yo dos puentes en Golbardo y Ganzo (Santander), de 30 m., y nuestro compañero D. Gabriel Rebollo, el puente de la Peña, sobre el Nervión, con arcos de 36 m. (fig. 72) y el de tablero inferior y arcos articulados (fig. 73).

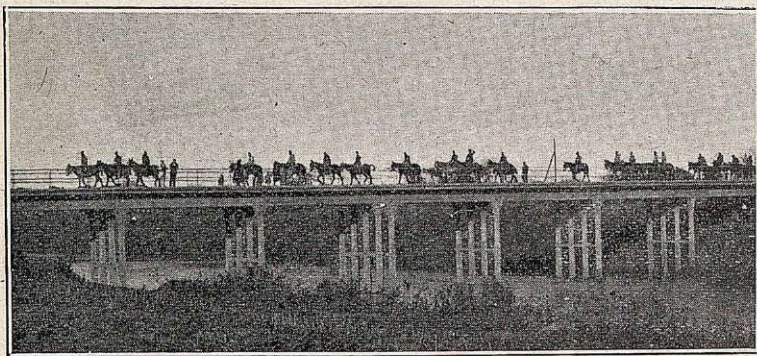


Fig. 69.—Ponte de Tetuán (Marruecos), sobre el río Martín

Pero estos puentes, en luces inferiores a 40 m, vibran al paso de carros y trenes, como si fueran metálicos, y, como éstos, dan la sensación de que son construcciones precarias.

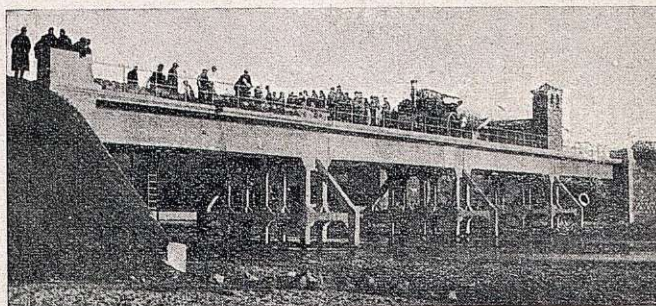


Fig. 70.—Puente sobre el Perales (Madrid)

Consideré indispensable reaccionar; estimé que el arco de hormigón armado debía dar, por el contrario, sensación de reposo, de

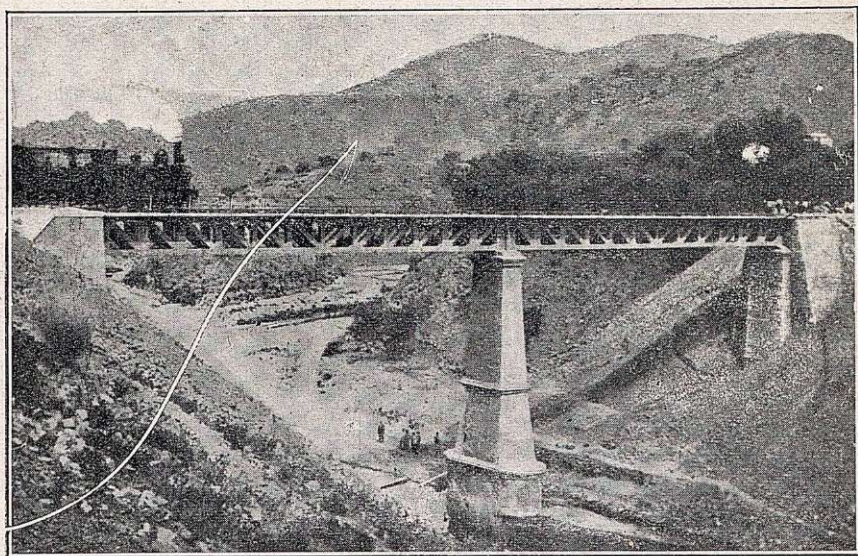


Fig. 71.—Puente del Guaro, para los ferrocarriles interurbanos de Málaga

inmovilidad, de duración, ya que podía conseguirse sin aumento de coste sensible y a veces hasta con menos gasto.

Los puentes que el autor construyó en Valencia de Don Juan (León) (1) y San Sebastián (Puente de María Cristina) (2), ambos con arcos de 30 m. de luz (figuras 74 y 17, pág. 50), con bóvedas en toda su anchura y los tímpanos constituídos por tabiques longitudinales por su aspecto y por su inmovilidad ante las más fuertes sobrecargas, pueden compararse a los puentes de fábrica.

Posteriormente aligeramos los tímpanos con tabiques transver-

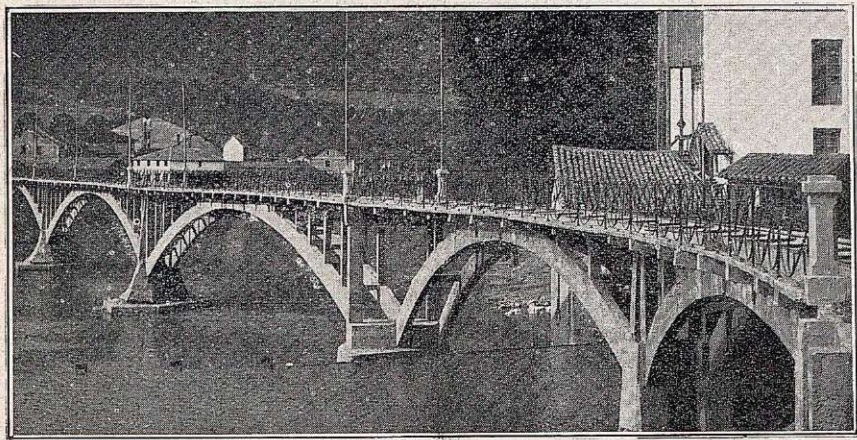


Fig. 72.—Puente de la Peña (Vizcaya)

sales; pero las bóvedas seguían con todo el ancho del puente (figuras 75 y 76) (3) y un evidente exceso de material.

Por último, perfeccionamos estas disposiciones, adoptando una solución intermedia entre las que acabamos de examinar, sustituyendo la bóveda continua por dos arcos gemelos de suficiente robustez para absorber las vibraciones, y así ejecutamos el puente de Victoria, en Madrid (fig. 77) (4).

(1) Descrito en la *Revista de Obras Públicas* de 17 marzo 1910.

(2) Descrito en la *Revista de Obras Públicas* de 14 septiembre 1904 y 19 enero 1905.

(3) Puente de San Adrián, sobre el Ebro, proyectado y construido por el profesor de la Escuela D. Enrique Colás, y viaducto de Barranco Hondo (Tenerife), proyectado y construido por el autor.

(4) *Revista de Obras Públicas* de 12 mayo 1910.

El resultado de las pruebas de este puente nos demostró las ventajas de tal disposición, por lo que *ha sido adoptada para los modelos oficiales* de puentes para carreteras y caminos vecinales, que la Dirección de Obras públicas encomendó al autor (1).

Estos modelos, estudiados para luces comprendidas entre 10 y

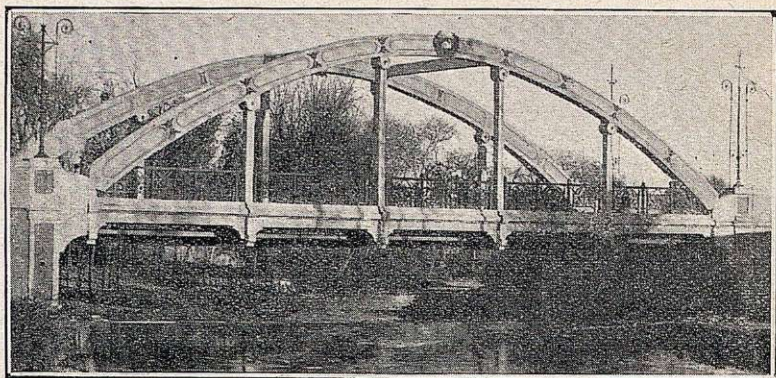


Fig. 73.—Puente sobre el Iruela (Huesca)

50 m. y para rebajamientos de $1/10$, $1/5$ y $1/2$, están constituidas por elementos semejantes al representado por la figura 78 (2).

En todos los arcos de hormigón armado construídos y proyectados por el autor, incluso en los modelos oficiales, se han empleado armaduras con cerchas rígidas constituidas por hierros angulares, y asimismo lo hemos hecho para el puente de San Telmo, sobre el Guadalquivir, en Sevilla (fig. 79), formado por dos tramos de 45 metros de luz, con arcos gemelos y disposición de armaduras y tímpanos análoga a las de los modelos oficiales.

Los arcos de hormigón armado de mayor luz construídos en España hasta la fecha son:

(1) *Revista de Obras Públicas* de 1.º de diciembre 1923.

(2) Según resulta de un interesante estudio comparativo hecho por el Ingeniero D. José Barcala y publicado en las *Revistas de Obras Públicas* de 1.º y 15 de agosto de 1923, ofrecen dichos modelos sensible economía sobre los tramos rectos de hormigón armado a partir de 25 m. de luz, y, desde luego, mucha mayor ventaja, y para cualquier luz, con relación a los tramos completamente metálicos calculados para iguales cargas.



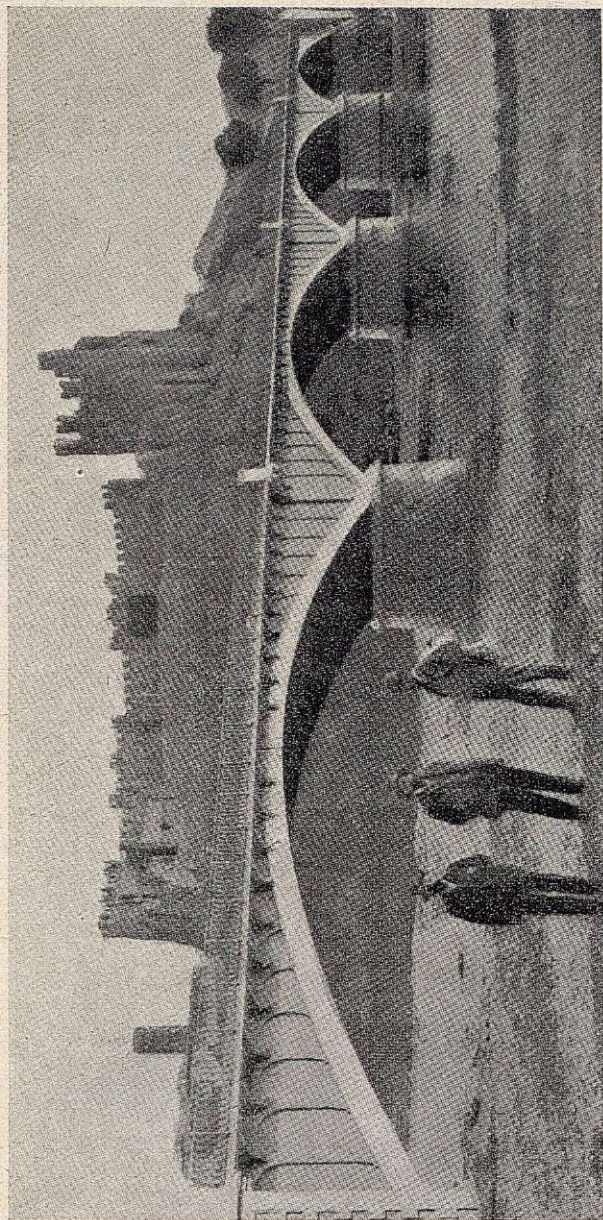


Fig. 74.—Puente en Valencia de Don Juan (León)

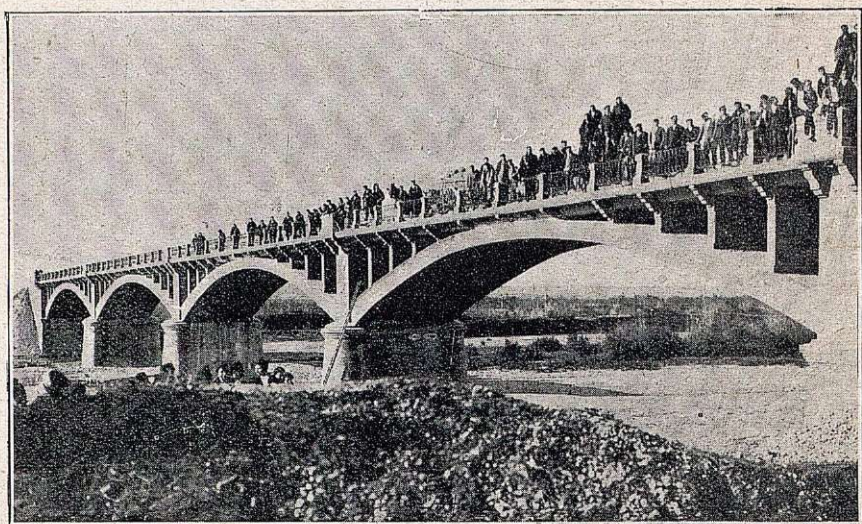


Fig. 75.—Puente de San Adrián (Navarra)

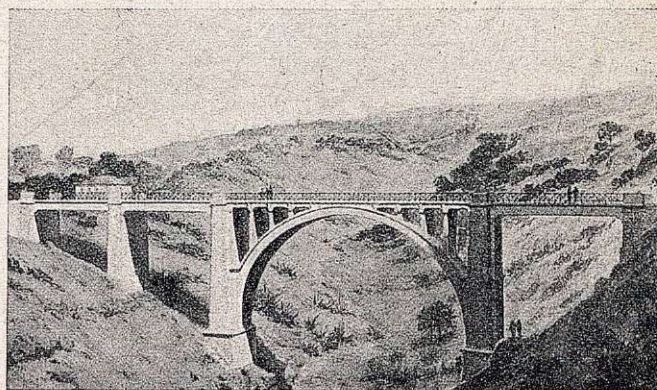


Fig. 76.—Viaducto sobre el Barranco Hondo (Tenerife)

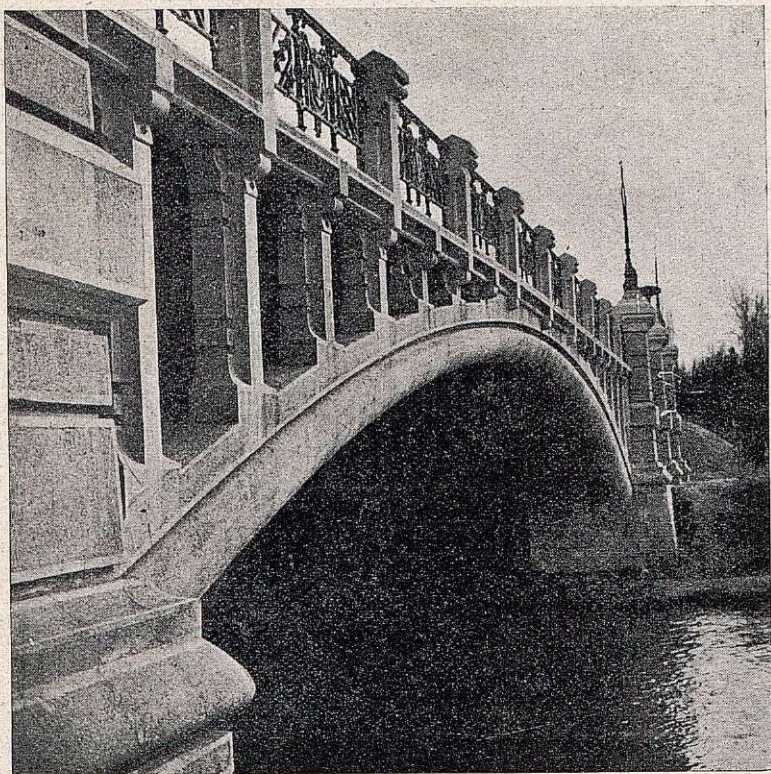


Fig. 77.—Puente Victoria (Madrid)

Con bóvedas macizas y armadura flexible, el puente de San Román (Oviedo) (fig. 80), de 72 m. de luz; autor del proyecto, D. Javier Marquina, y el arco central del viaducto de Teruel (fig. 81), de 79 m. de luz, proyectado por D. Fernando Hué. Estos dos arcos llevan armaduras flexibles de aceros redondos, por lo que exigieron costosas cimbras.

El arco de mayor luz construido hasta ahora en España con bóvedas gemelas y armadura rígida ha sido el del puente de Alarza (Cáceres) (fig. 82), de 70 m. de luz, proyectado por el Ingeniero D. César Villalba Granda.

Pero seguramente alcanzará el *record* de todos los puentes del mundo el proyectado para el Tajo, en Lisboa (fig. 83), por el pro-

fesor de Hormigón armado de nuestra Escuela D. Alfonso Peña, que consistirá en diez arcos de 200 m. de luz, sobre pilas cimenta-

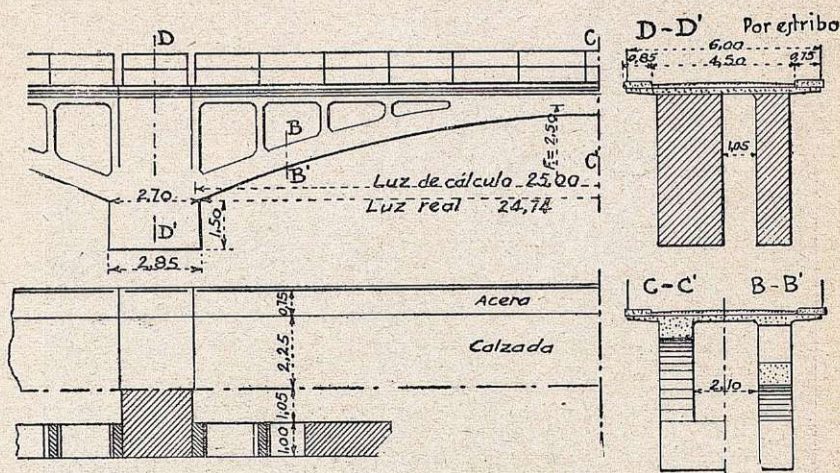


Fig. 78.—Tipo de los modelos oficiales de puentes en arco rebajados al 1/10

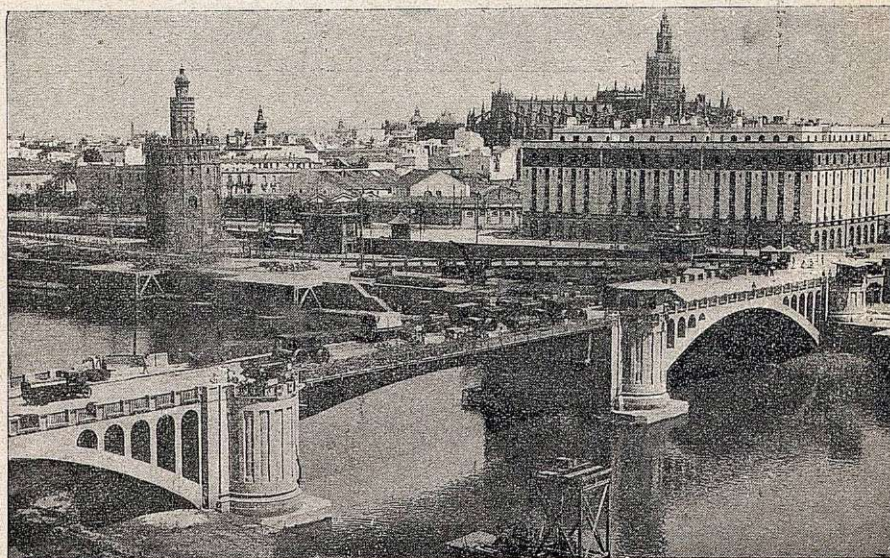


Fig. 79.—Puente de San Telmo, en Sevilla

das a 40 m. de profundidad de agua por un sistema original (1).

También se han construido en España algunos arcos articulados de hormigón armado, entre los que, además del citado ya en la figura 73, página 108, citaremos el viaducto de San Juan de las Abadesas (fig. 84), cuyo arco central tiene 31,80 m. de luz entre estribos, y el de Besalú (Gerona), de 37 m. de luz (fig. 85), ambos proyectados por el Ingeniero D. Federico Moreno.

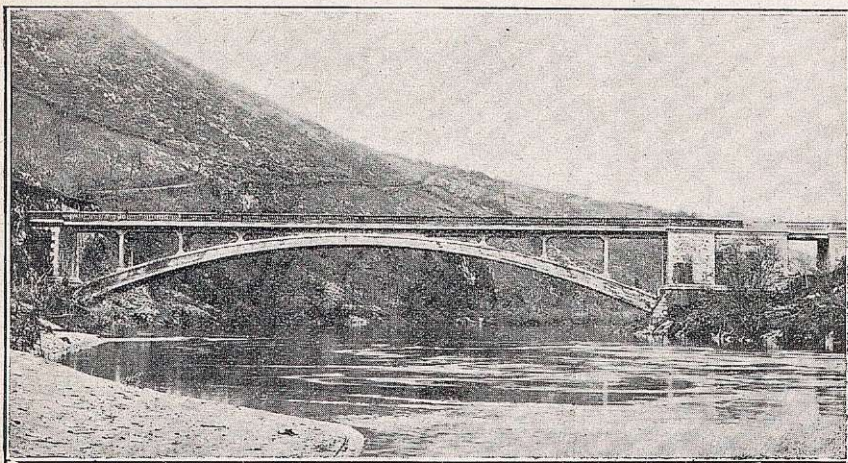


Fig. 80.—Puente de San Román (Oviedo)

También se han articulado los arcos de dos puentes sobre el Ebro en Mequinenza y en Gelsa (figuras 86 y 87), proyectados por el Ingeniero D. Joaquín Camón, de 62 m. y 52,80 m. de luz, respectivamente.

Por último, nuestro discípulo D. Ildefonso Sánchez del Río ha proyectado el puente de Requejo (Asturias), con una original disposición de articulación única en la clave (fig. 88).

El hormigón armado se presta asimismo a la ejecución de arcos superiores, cuyo empuje se equilibra con el tablero de la calzada,

(1) Descrito en *Le Génie Civil* de 1.º julio 1922. El proyecto de este puente se hizo primeramente con arcos de 153 m. de luz; pero fué modificado posteriormente, aumentando la luz de los arcos a 200 m. El Sr. Peña suprime las cimbras, como el autor, y como éste, propone armaduras rígidas, montadas al aire, de las que se colgarán los moldes del hormigón. No hubiera sido posible construir cimbras en el Tajo con 40 m. de altura de agua

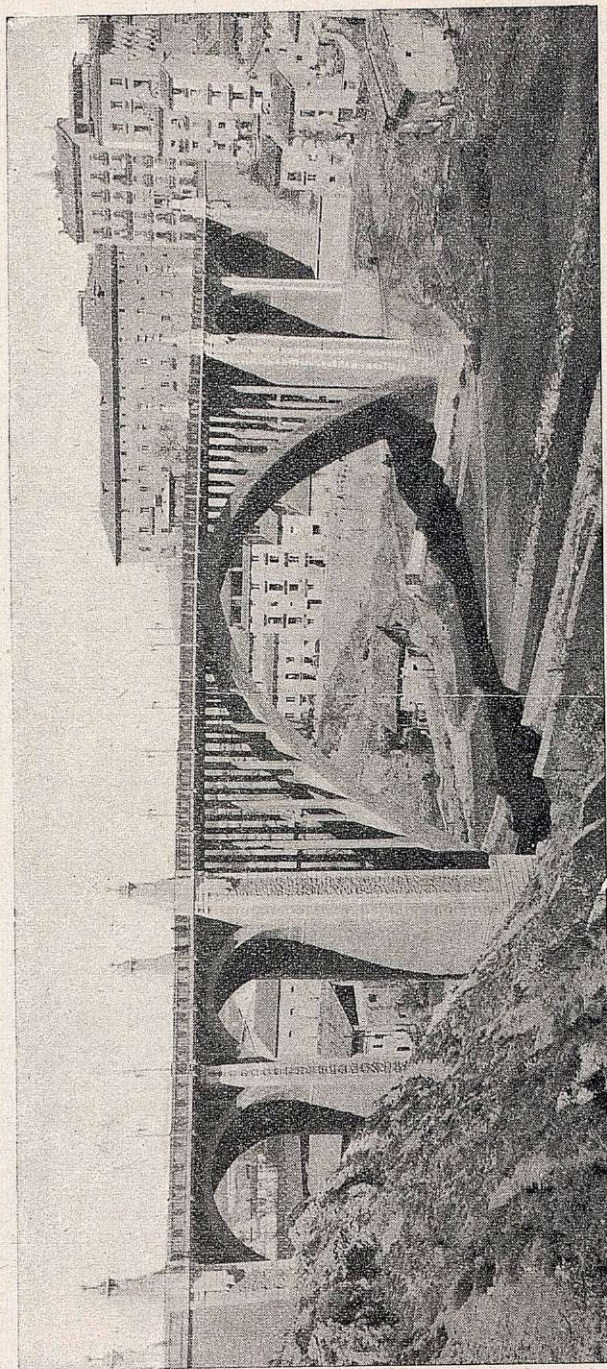


Fig. 81.—Viaducto de Türel

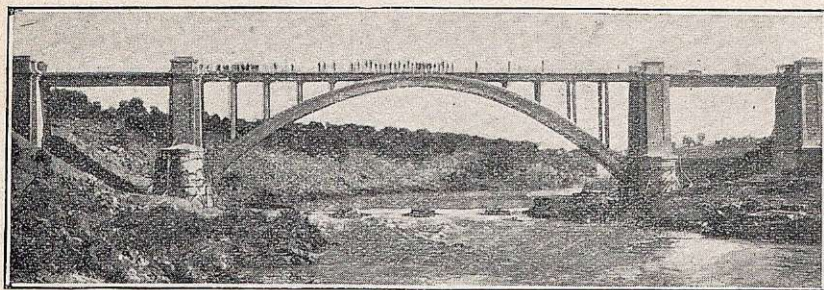


Fig. 82.—Ponte de Alarza (Cáceres)

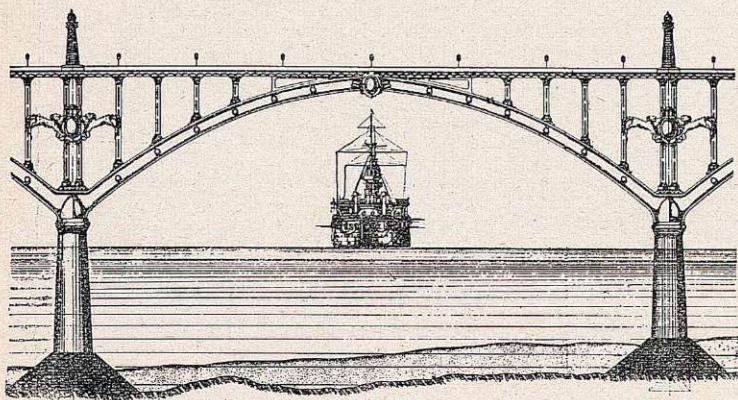


Fig. 83.—Proyecto del puente sobre el Tajo (Lisboa)

que constituye así el tirante de los arcos. Citaremos, entre los puentes así dispuestos en España, el de la Oscura, sobre el Nalón (Oviedo) (fig. 89) y el de Prat de Llobregat (fig. 90), proyectados, respectivamente, por los Ingenieros D. J. Sánchez Murelaga y D. Federico Turrell.

Acueductos. — No son menos variables las disposiciones empleadas en España para los acue-

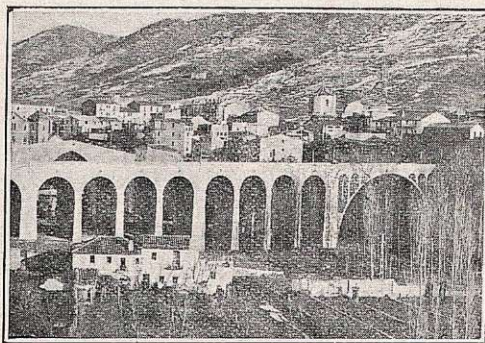


Fig. 84.—Viaducto de San Juan de las Abadesas



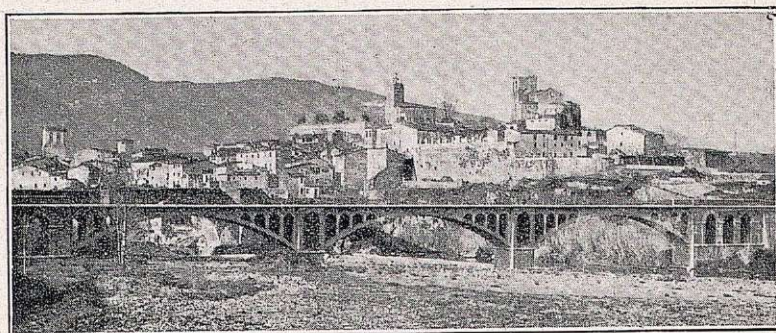


Fig. 85.—Viaducto de Besalú (Gerona)

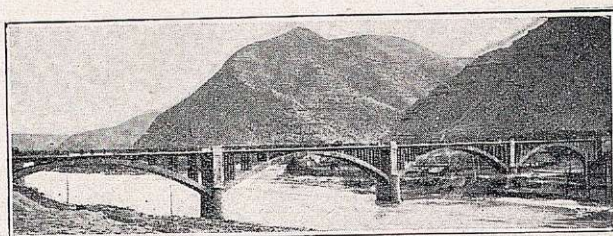


Fig. 86.—Puente de Mequinenza, sobre el Ebro

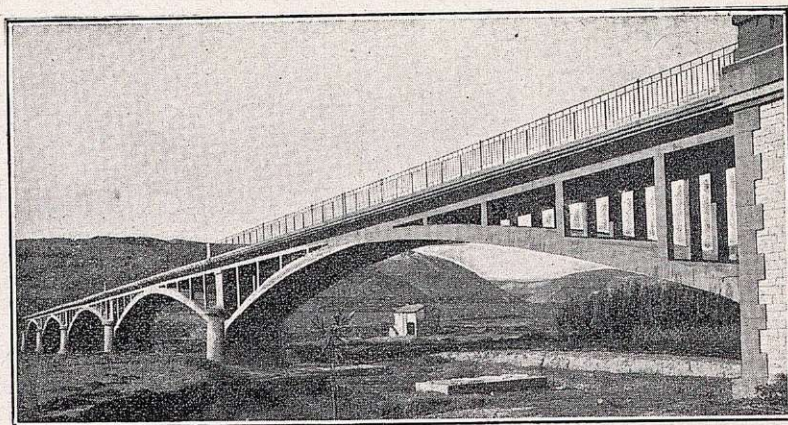


Fig. 87.—Puente de Gelsa, sobre el Ebro

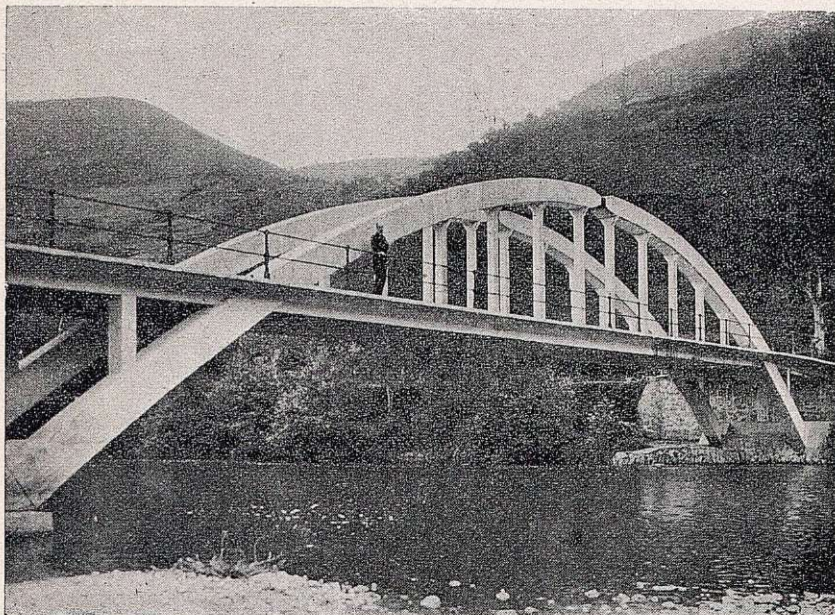


Fig. 88.—Puente de Requejo (Asturias)

ductos. Unas veces se establecen los cajeros sobre palizadas de hormigón, como los que empleamos para la Papelera del Araxes (figura 91) y para numerosos acueductos del Canal de Aragón y Cataluña, disposición adoptada también en varios acueductos del Canal del Guadalquivir.

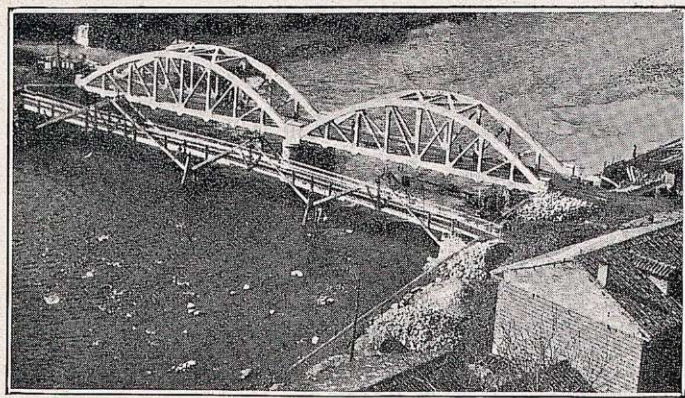


Fig. 89.—Puente de la Oscura (Oviedo)



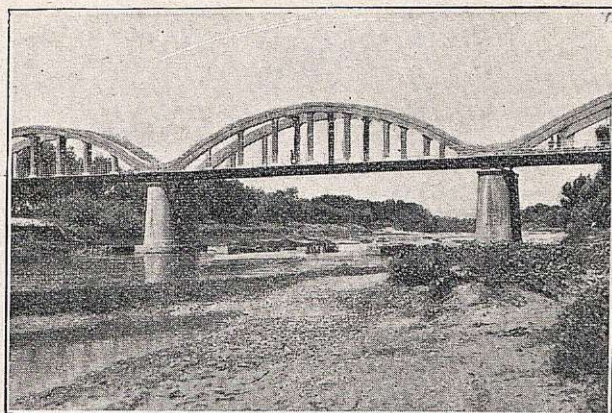


Fig. 90.—Puente de Prat de Llobregat

Otras veces hemos construído los acueductos sobre arcos, como en el Canal del Chorro (Málaga) (fig. 92) y de Perera (Canal de Aragón y Cataluña) (fig. 93) (1), cuyas disposiciones se han empleado en otros muchos canales españoles.

En el Canal del Guadalquivir se han apoyado los cajeros sobre pilares y arcos parabólicos (fig. 94).

Pocos serán ya los acueductos en que no resulte más ventajoso el empleo del hormigón armado.

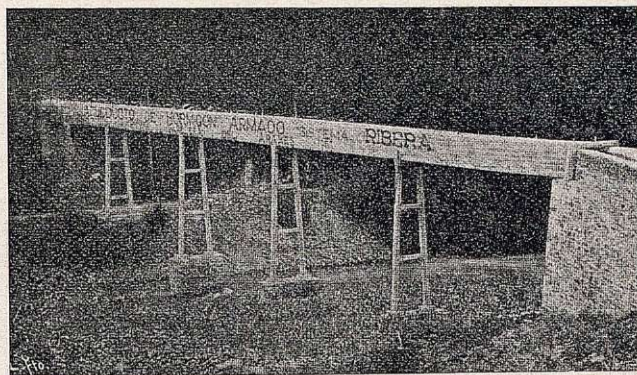


Fig. 91.—Acueducto del Araxes (Tolosa)

(1) El acueducto de Perera, inaugurado en 1905 por el Rey, fué proyectado por D. Rafael L. Sandino; las bóvedas y pilas son de hormigón en masa.

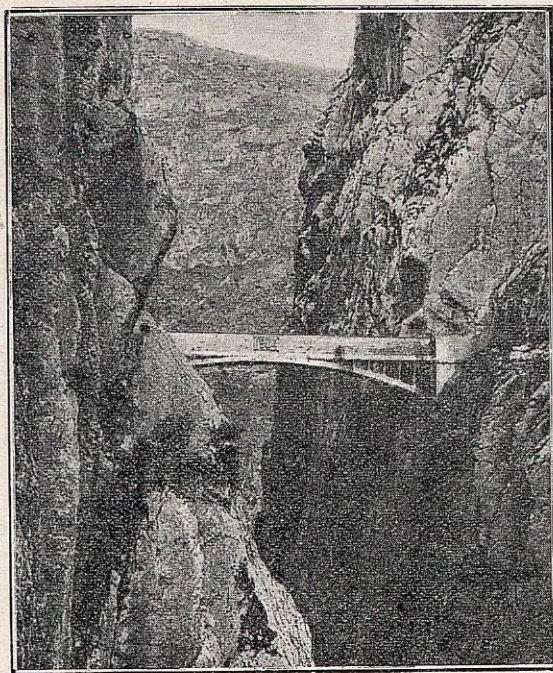


Fig. 92.—Acueducto del Chorro (Málaga)

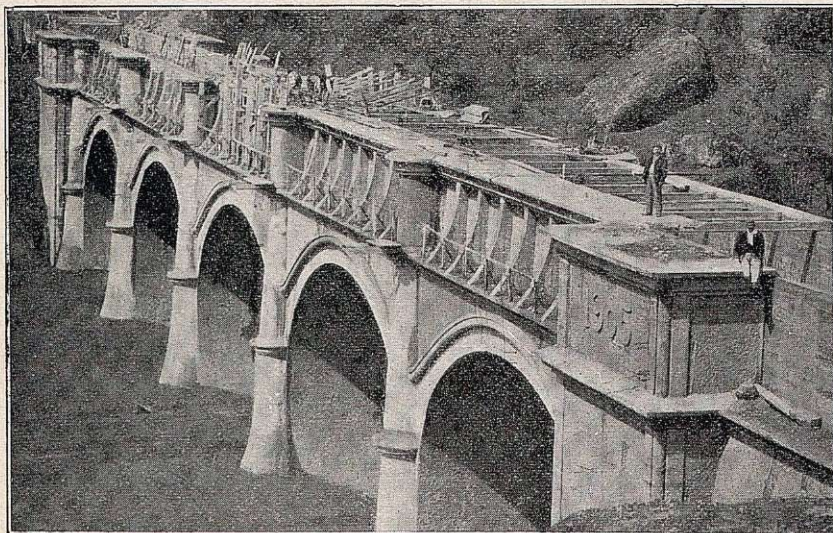


Fig. 93.—Acueducto de Perera (Lérida)

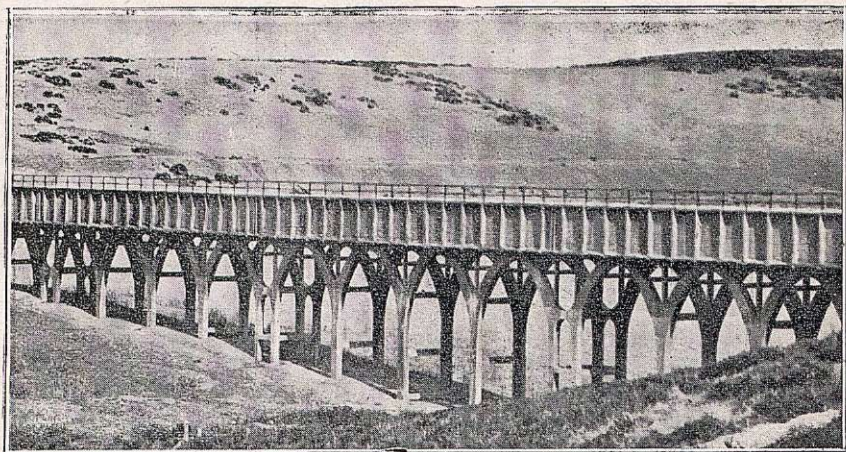


Fig. 94.—Acueducto del Canal del Guadalquivir

Sifones.— Pero en algunos casos hemos suprimido el acueducto propiamente dicho, dando paso al agua por conducciones forzadas en sifón.

En España es donde quizá se han ejecutado los sifones de hormigón armado más importantes.

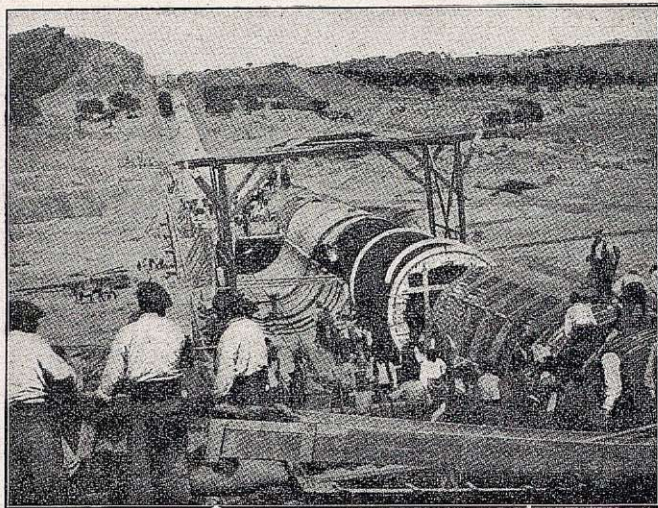


Fig. 95.—Construcción del sifón del Sosa, en Monzón (Huesca)

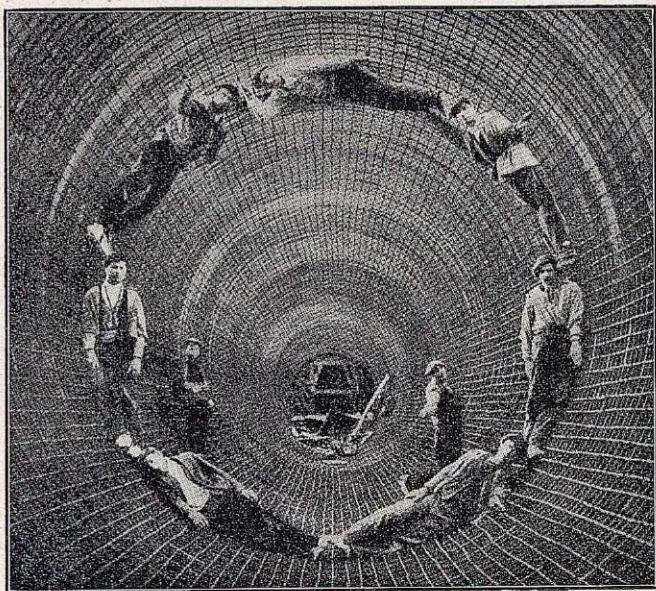


Fig. 96.—Interior del sifón de Albelda antes de ser hormigonado

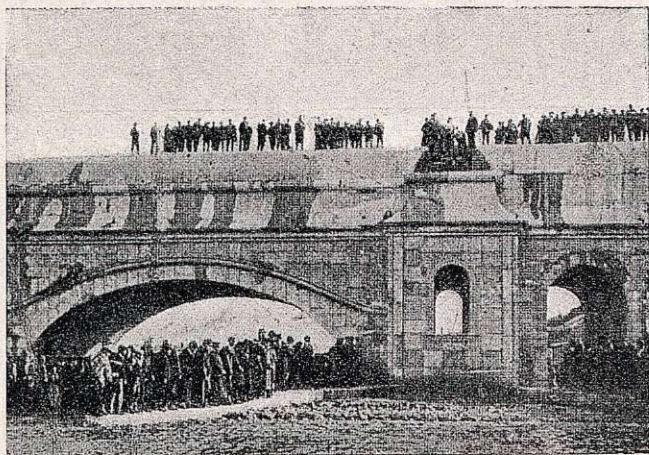


Fig. 97.—Puente sifón sobre el río Sosa. (Inauguración por el rey y el ministro de Fomento, Sr. Gasset.)

En el Canal de Aragón y Cataluña, en 1905 y 1907, proyectamos y construimos los sifones del Sosa (fig. 95) y de Albelda (1) (figura 96), de 3,80 y 4 m. de diámetro, respectivamente, con 30 m. de presión, y de un kilómetro de longitud cada uno, que constituyen el *record* de esta clase de obras.—El primero de los sifones se apoya sobre un puente (fig. 97); el segundo está enterrado. Ambos prestan excelente servicio desde hace 25 años.

Nuestro compañero González Quijano ha construido posteriormente el sifón invertido del Guadalete (fig. 98), en que el tubo de hormigón armado, de 2,50 m. de diámetro interior, constituye el

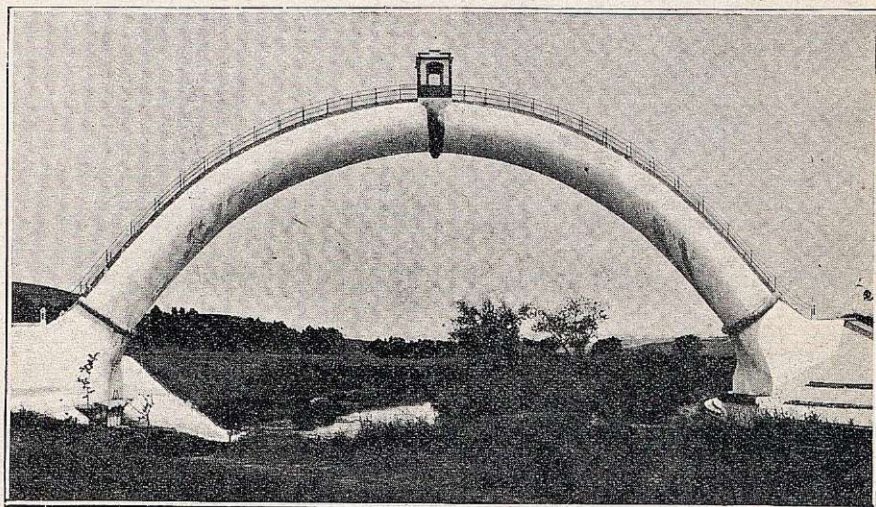


Fig. 98.—Sifón del Guadalete (Cádiz)

arco resistente, de 40 m. de luz (2).—Creemos que esta disposición es original; por lo menos, desconocemos que haya sido empleada hasta ahora en el extranjero.

En resumen: hoy los Ingenieros españoles están tan familiarizados con el hormigón armado y convencidos de sus ventajas económicas y rapidez de ejecución, que puede asegurarse que serán ya

(1) Pueden verse detalles de estos sifones en la *Revista de Obras Públicas*, tomo I, de 1906, el I de 20 abril de 1910 y en el tomo IV de este libro.

(2) Pueden verse detalles de esta interesante obra en la *Revista de Obras Públicas* de 15 noviembre 1923.

contadas las obras de fábrica en que se recurra a las tradicionales bóvedas de piedra.

Puentes en América española.—A semejanza de los ro-

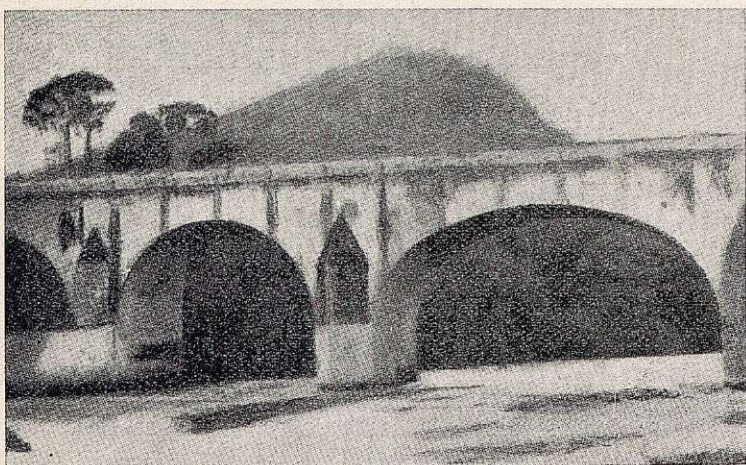


Fig. 99.—Puente de la carretera de Méjico a Veracruz

manos, que al extenderse por Europa y Asia fueron construyendo puentes y acueductos, los españoles conquistadores de América, no

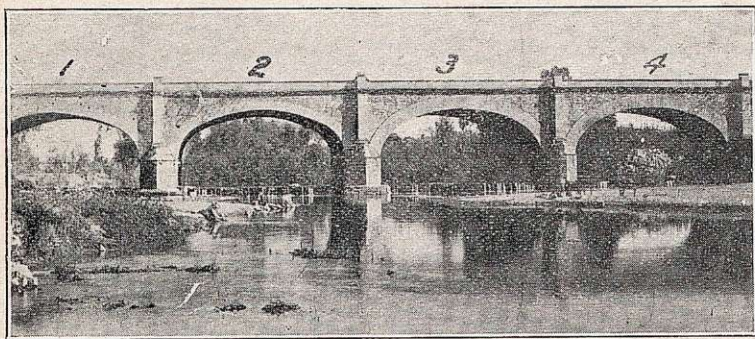


Fig. 100.—Puente de Lages (Méjico)

sólo derramaron audacia y sangre en aquella gloriosa epopeya; no sólo edificaron iglesias y universidades, sino que también sembraron



aquel vastísimo país de obras públicas análogas a las existentes en la metrópoli.

En Méjico, sobre todo, existen aún muchos puentes de piedra

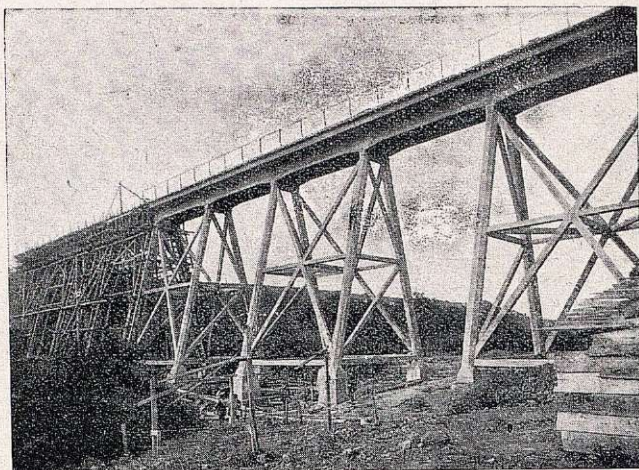


Fig. 101.—Puente Tricano (Chile)

construídos por los españoles, entre los que reproducimos dos de ellos: el primero (fig. 99); en la carretera de Méjico a Veracruz,

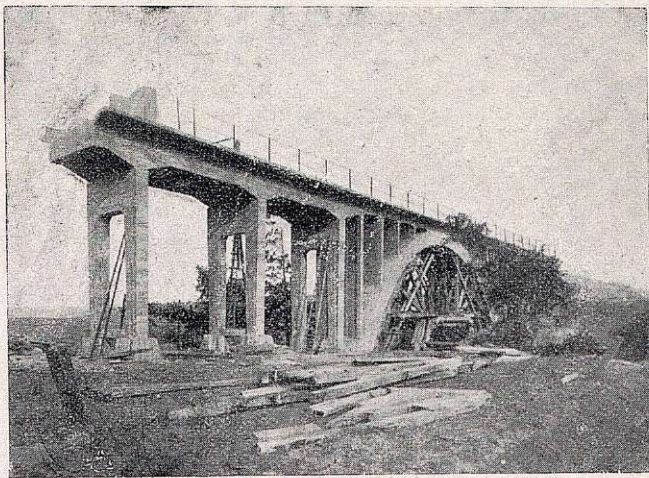


Fig. 102.—Puente Chanco (Chile)

que tiene un hermoso arco elíptico de más de 20 m. de luz, y el puente de Lagos (camino de Guanajato a Aguas Calientes) (figura 100), que, aunque reconstruido en parte, fué primeramente levantado por los españoles.

En los puentes construídos en el siglo XIX en América espa-

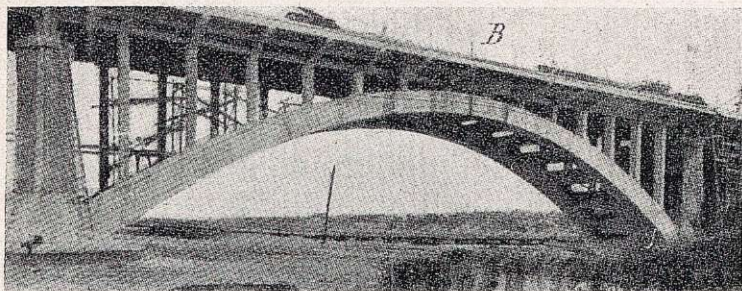


Fig. 103.—Puente carretero (Méjico)

ñola se acudió a los sistemas metálicos, importados de los Estados Unidos; pero también allí tienden hoy los Ingenieros sudamericanos a emplear el hormigón armado para la mayor parte de las nuevas obras de fábrica de sus carreteras y ferrocarriles.

En las figuras 101 y 102 presentamos dos tipos diferentes de puentes en el ferrocarril chileno de Pua a Traiguen (1).

Las figuras 103 y 104 corresponden a puentes en arco en hormigón armado construídos en Méjico y Uruguay (2).

Puede decirse que hoy día, en casi todos los puentes que se construyen en América española, se emplea exclusivamente el hormigón armado.

§ III.—PUENTES EN EL EXTRANJERO

En Persia.—En tiempos de su florecimiento, el antiquísimo Imperio Persa levantó grandiosos puentes de fábrica, a pesar de

(1) Puentes de hormigón armado en Chile.—*Revista de Obras Públicas* de 1.º de enero de 1924.

(2) Puentes de hormigón armado en la República oriental del Uruguay.—*Revista de Obras Públicas* de 15 febrero 1924.



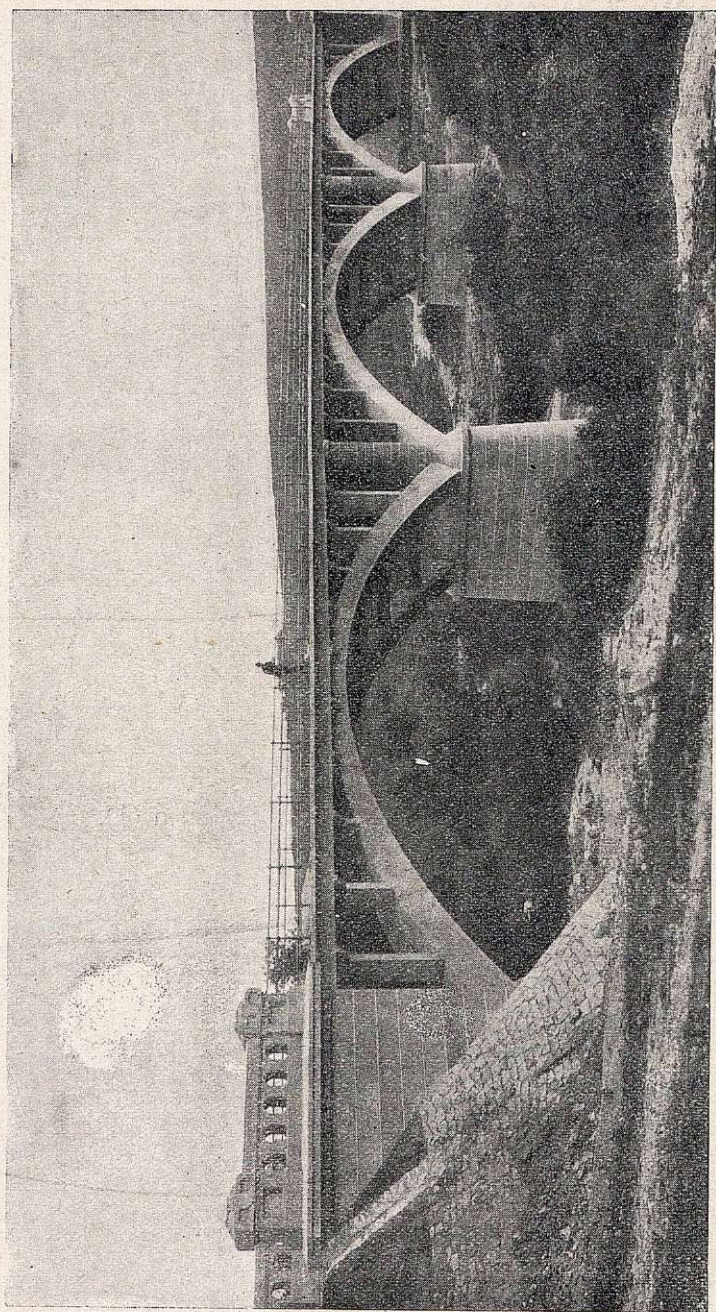


Fig. 104.—Puente Arroyo Colla (Uruguay)

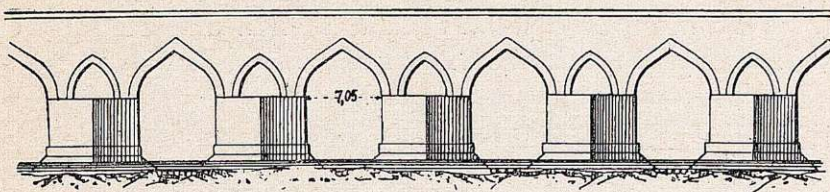


Fig. 105.—Puente de Disfoul (Persia)

que la escasez de madera en aquel país dificultaba la construcción de las cimbras (1).

Merecen citarse algunos de los más característicos.

El más antiguo de los allí existentes es el de Disfoul (fig. 105), construido en el período Sasanido, en el siglo IV.—Tiene 380 m.

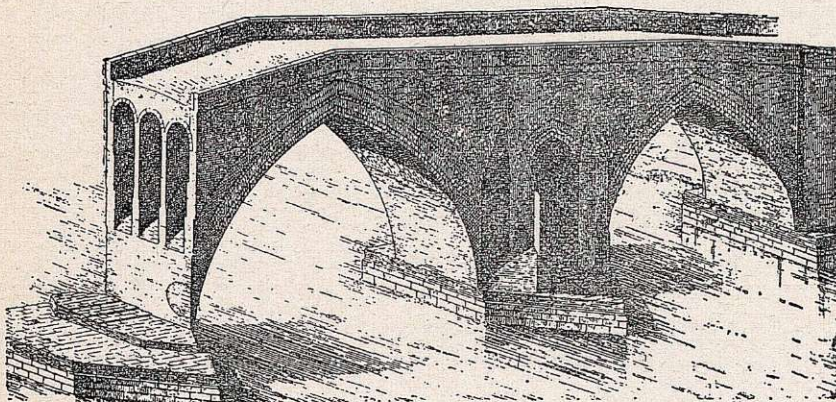


Fig. 106.—Puente de la Joven (Persia)

de longitud, con 23 arcos de 7 m.—La enorme dimensión de las pilas tenía, sin duda, por objeto disminuir las luces de los arcos.

En el puente de la Joven (fig. 106), construido en el siglo XII, de aspecto y proporciones monumentales, la luz de 24 m. de su arco central y los aligeramientos de sus pilas evidencian ya los perfeccionamientos de la construcción en aquel país, a pesar de la falta de materiales adecuados.—Además de los aligeramientos transversales sobre las pilas, que habían ya practicado los romanos en algunos

(1) En el *Curso de construcción de puentes*, de Croizette-Desnoyers, tomo I, página 61, se enumera con detalle el gran número de puentes construidos en Persia.

de sus puentes, ofrece el puente persa de la Joven la novedad de los aligeramientos longitudinales de los tímpanos, que disminuyen sensiblemente las presiones de las bóvedas.

Pero lo más curioso de los puentes persas es la construcción de sus bóvedas de ladrillo.

Ejecutaban los arranques de los arcos con ladrillos casi normales al intradós, enlazando estas fábricas con las de los apoyos, para que se mantuvieran sin cimbras; únicamente recurrían al empleo de cimbras para el tercio central de las bóvedas, y para disminuir aún el volumen de madera, construían con ligeros andamiajes una primera y delgada rosca de ladrillo, que se utilizaba después como cimbra para completar el espesor de los arcos.

En algunos puentes persas se llegó hasta el artificio de construir las primeras roscas con ladrillos puestos de plano, análogamente al procedimiento que emplean los albañiles españoles para construir sin cimbra las bóvedas llamadas a la catalana, que aquí empleamos corrientemente en escaleras y pequeños arcos, con yesos o cementos de fraguado rápido.

Puentes en Francia.— Subsisten aún algunos puentes y acueductos contruídos por los romanos en su antigua colonia gala; pero, salvo el acueducto del Gard, cerca de Nimes (fig. 107), compuesto por tres tipos de bóvedas, las dos inferiores de 25 m. de luz, las demás obras romanas son inferiores en cantidad e importancia a las que existen en España.

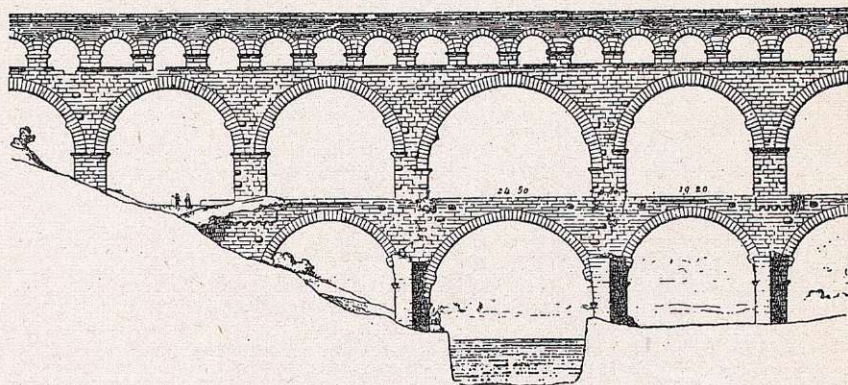


Fig. 107.—Acueducto romano del Gard (Nimes)



Durante la Edad Media se levantaron en Francia un gran número de puentes.

El más antiguo parece ser el de Avignon, sobre el Ródano (figura 108), comenzado en 1178, de 900 m. de longitud, y compuesto por 21 arcos, algo rebajados, de 30 a 33 m. de luz, con disposiciones imitadas de los romanos.

Por su gran luz y altura, merece también citarse el puente de Ceret, sobre el Tarn (fig. 109), construido en 1336 y compuesto por un solo arco de medio punto, de 45 m.

En los siglos XVI y XVII se multiplicaron los puentes en toda Francia; citaremos el famoso Pont Neuf, de París, terminado en 1604; el de Claix, sobre el Drac, de 45,65 m. de luz, rebajado a $1/3$ en 1611.

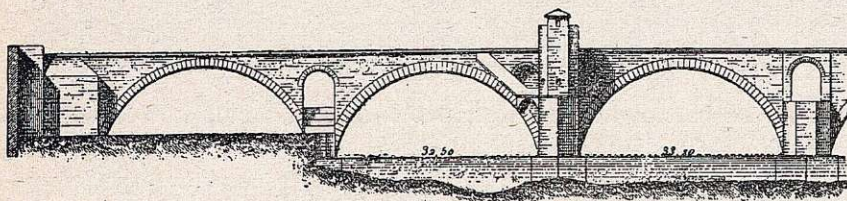


Fig. 108.—Puente de Avignon, sobre el Ródano

En 1556 se construyó el monumental puente de Chenonceaux (figura 110), sobre el que Catalina de Médicis edificó una elegante galería, único ejemplo en Francia de puente cubierto.

Con la fundación, en 1716, del Cuerpo de Ingenieros de Puentes y Calzadas, se organizó en Francia la construcción de puentes en gran escala, compuestos en su mayor parte con bóvedas carpaneles, elípticas o escarzanas de 20 a 40 m. de luz.

El ilustre Ingeniero Perronet adoptó en sus obras proporciones y procedimientos de ejecución que se han mantenido en gran parte del siglo XIX.

Los puentes más notables de este insigne constructor son el clásico puente de Neuilly (fig. 111), sobre el Sena, formado por cinco arcos de 39 m. de luz, rebajados a $1/4$, con elegantes cuernos de vaca en sus arranques, y el puente de La Concordia, en París, terminado en 1792 (fig. 112), compuesto por 5 arcos rebajados al $1/8$, de luces variables de 25 a 31 m., sobre muy delgadas pilas. Este

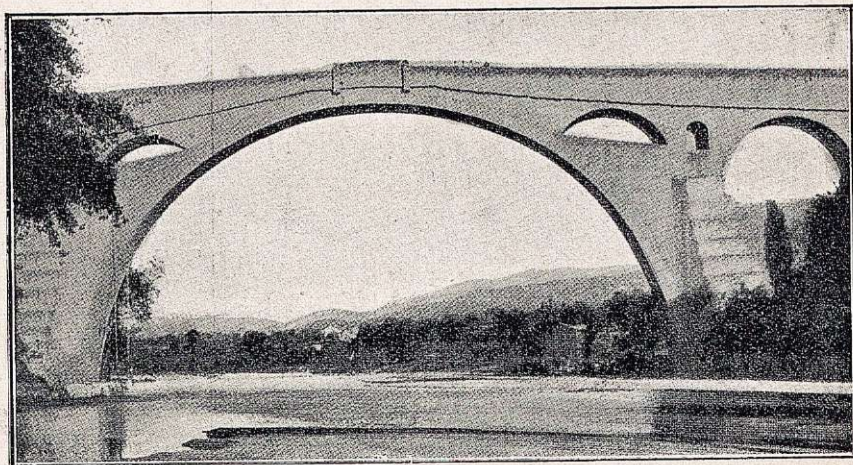


Fig. 109.—Puente de Ceret, sobre el Tarn

puente se ha ensanchado recientemente, respetándose en un todo el aspecto exterior de pilas y bóvedas.

Durante el siglo XIX, los Ingenieros franceses construyeron sinnúmero de puentes de fábrica, inspirados la mayor parte en las



Fig. 110.—Puente de Chenonceaux



tradiciones de Perronet, recurriendo frecuentemente a las bóvedas elípticas.

El gran desarrollo de los ferrocarriles les hizo también construir numerosos viaductos y puentes para ferrocarriles y canales,

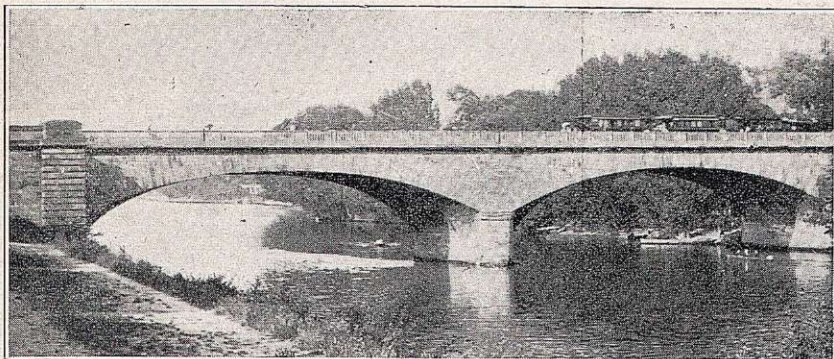


Fig. 111.—Puente de Neuilly, sobre el Sena

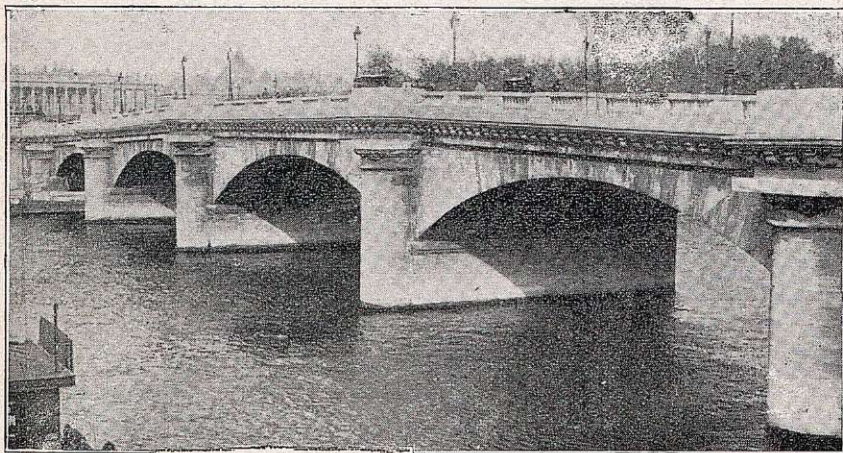


Fig. 112.—Puente de la Concordia (París)

en los que las proporciones fueron afinándose, hasta alcanzar el límite de esbeltez que nos parece representado por el viaducto de



Crueize (1879) (fig. 113), *el más bello de Francia*, según Sejour-né (1).

Se distinguieron también los Ingenieros franceses, entre otros Morandière, por los aligeramientos longitudinales de los tímpanos, que emplearon en numerosos puentes, que se perfeccionan desde el año 1873, en el puente de los Andelys, sobre el Sena, proyectado por el ingeniero Degrand (2) con aligeramientos transversales, que

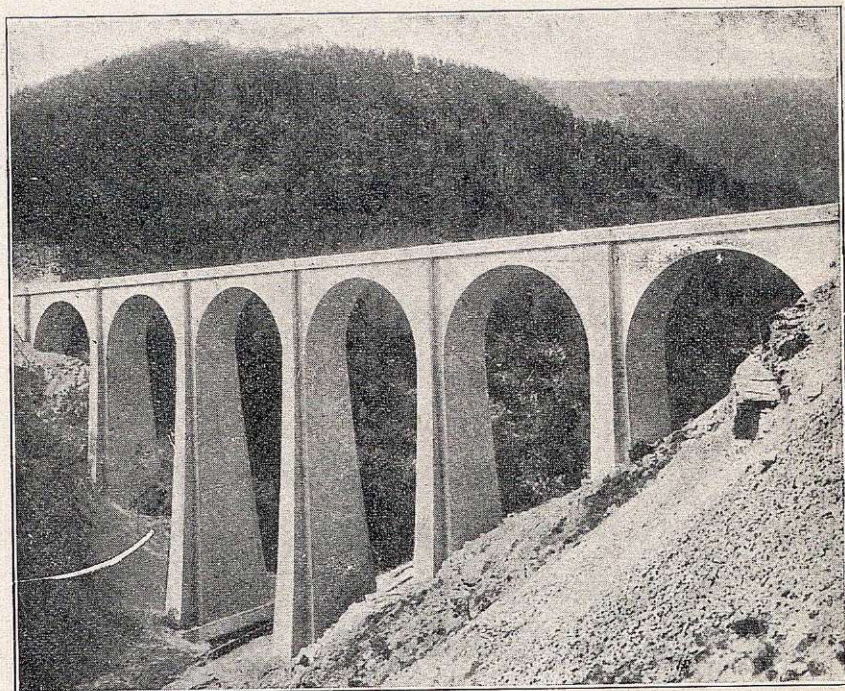


Fig. 113.—Viaducto de Crueize

se aplican ya casi sin excepción a los puentes de luces superiores a 30 m., con múltiples variantes de detalle (fig. 114).

Pero el Ingeniero que indiscutiblemente ha realizado el mayor

(1) Seis arcos de medio punto de 25 m. de luz, con altura máxima de 63,30 metros. Sejourné, *Grandes voûtes*, tomo VI, páginas 60, 61 y 102.

(2) Autor del segundo tomo de la obra *Ponts en maçonnerie*, par Degrand y Resal.

progreso en la construcción de los puentes de fábrica ha sido nues-

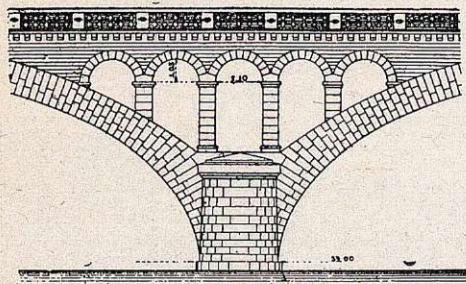


Fig. 114.—Puede de los Andelys, sobre el Sena

tro eminente colega Sejourné (1), no sólo aumentando las luces de los arcos hasta 84,65 m., como en su puente de Luxemburgo (figura 115) y decorándolo con sencillez y buen gusto, sino, y sobre todo, por la original y afortunada concepción de sustituir la parte central de las bóvedas de

gran anchura por un tablero de hormigón armado apoyado sobre dos arcos independientes, pero gemelos, lo que permite ahorrar

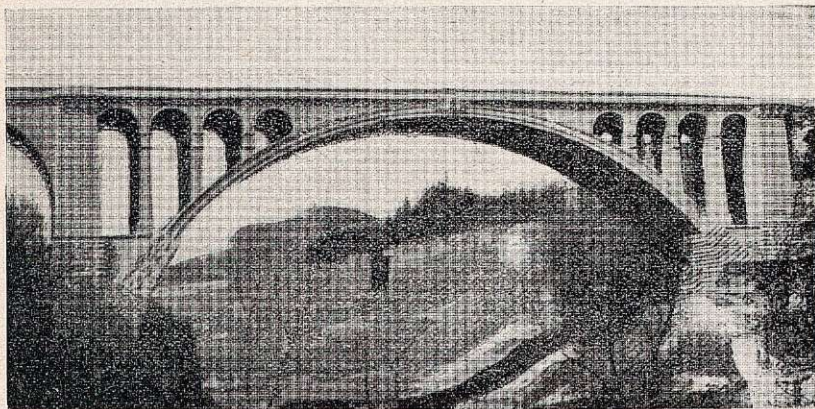


Fig. 115.—Puede del Luxemburgo

mucho cimientó y mucha fábrica, como se aprecia en su puente de Amidonniers (Tolosa) (fig. 116), compuesto por arcos elípticos de 42 m. de luz.

(2) Don Pablo Sejourné, que ha sido muchos años profesor de Puentes de fábrica en la Escuela de Puentes y Calzadas de París, ha proyectado y dirigido un gran número de obras importantes. Su grandioso libro sobre las *Grandes voûtes*, que citaremos frecuentemente, es el compendio de tan laboriosa como espléndida carrera.

Respecto al empleo del hormigón armado, hubo cierta resistencia por parte de los Ingenieros franceses para emplearlos en las bóvedas de puentes; pero, merced al éxito de los ejecutados por Hennebique y otros constructores, y a los estudios de los ingenieros

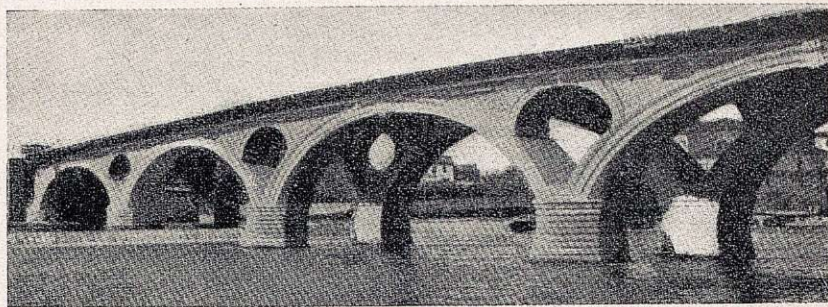


Fig. 116.—Puente des Amidonniers (Toulouse)

Considere, Rabut y Mesnager, se han desvanecido los primeros recelos, siendo ya general su aplicación, sobre todo después de la guerra, incluso para vías férreas.

Hay que decir, sin embargo, que Francia es país privilegiado

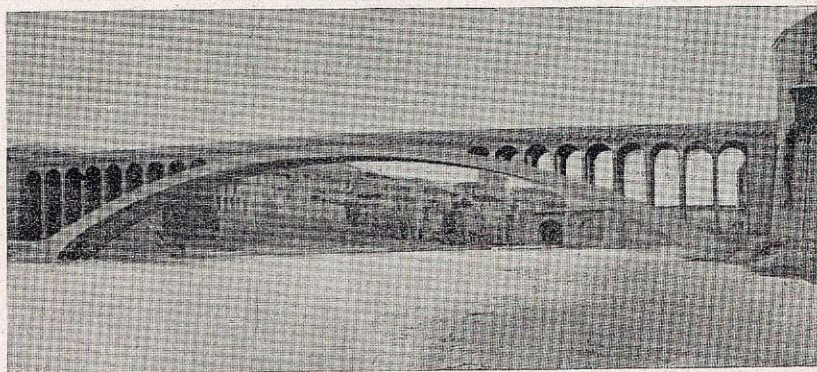


Fig. 117.—Puente de Villeneuve sur Lot

para los puentes de fábrica, no sólo por la abundancia de piedra de fácil labra y económico transporte, sino por la práctica y habilidad de sus operarios en esta clase de trabajos.—Aun así, será ya difícil



que los puentes de sillería puedan competir con los de hormigón armado o sin armar.

Entre los de hormigón en masa debemos citar el de Villeneuve sur Lot (fig. 117), compuesto por dos arcos gemelos de hormigón en masa, de 98 m. de luz, que es la mayor ejecutada con este material, con tímpanos de ladrillo y un tablero de hormigón armado (1).

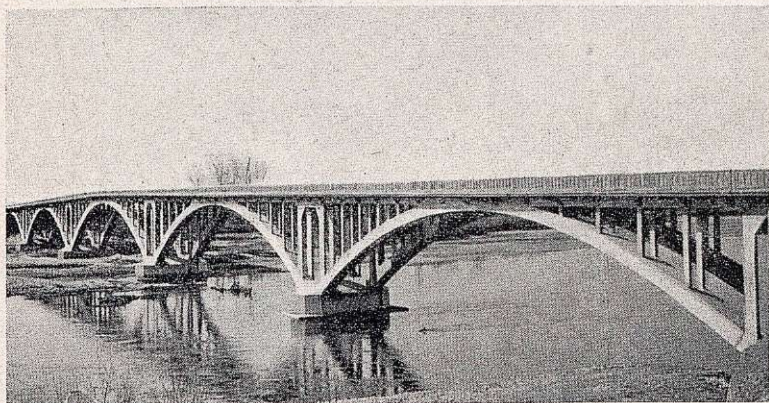


Fig. 118.—Puente del Fourneau, sobre el Loira

Entre los puentes de hormigón armado, también merecen citarse el nuevo puente de Fourneau, que acaba de construirse sobre el Loira, compuesto por cinco tramos con arcos gemelos y articulados de 44 m., 47 m. y 50 m. (2) (fig. 118), y el de Saint Pierre du Vauvray, sobre el Sena, ejecutado en 1923 (fig. 119), formado por dos arcos de hormigón armado, de 131,30 m. de luz, y cuyo proyecto es debido al Ingeniero Freyssinet (3). Este mismo eminente Ingeniero, que es hoy el más audaz y original de los constructores, según veremos en el tomo IV, ha proyectado y construido el grandioso puente de Plougastel, para carretera y ferrocarril de vía ancha, inaugurado en 1930 (fig. 120), compuesto por tres arcos de 172,60 m. de luz, que son los de mayor luz hasta la fecha y honran a la Ingeniería francesa y a su autor.

(1) Proyecto del ingeniero Freyssinet.—*Génie Civil*, 30 julio, 6 y 13 agosto de 1921.

(2) *La Technique des Travaux*, mayo 1933.

(3) *Revista de Obras Públicas*, 15 octubre 1923.

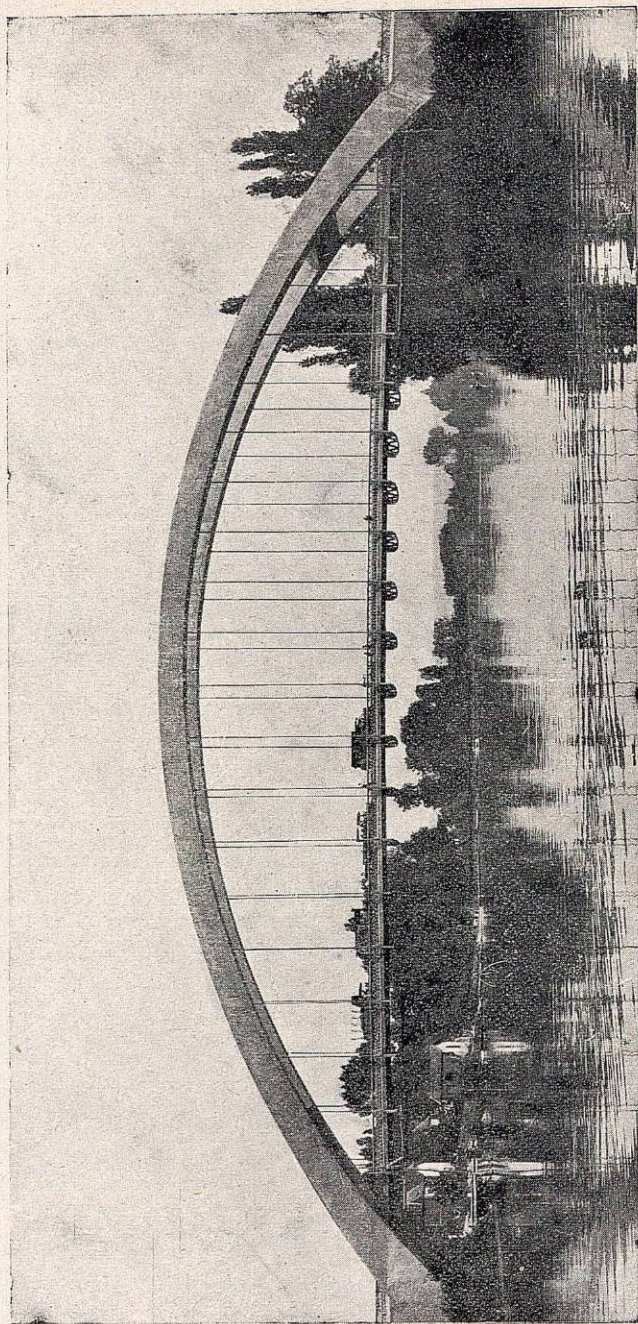


Fig. 119.—Ponte de Saint Pierre du Vauvray, sobre el Sena



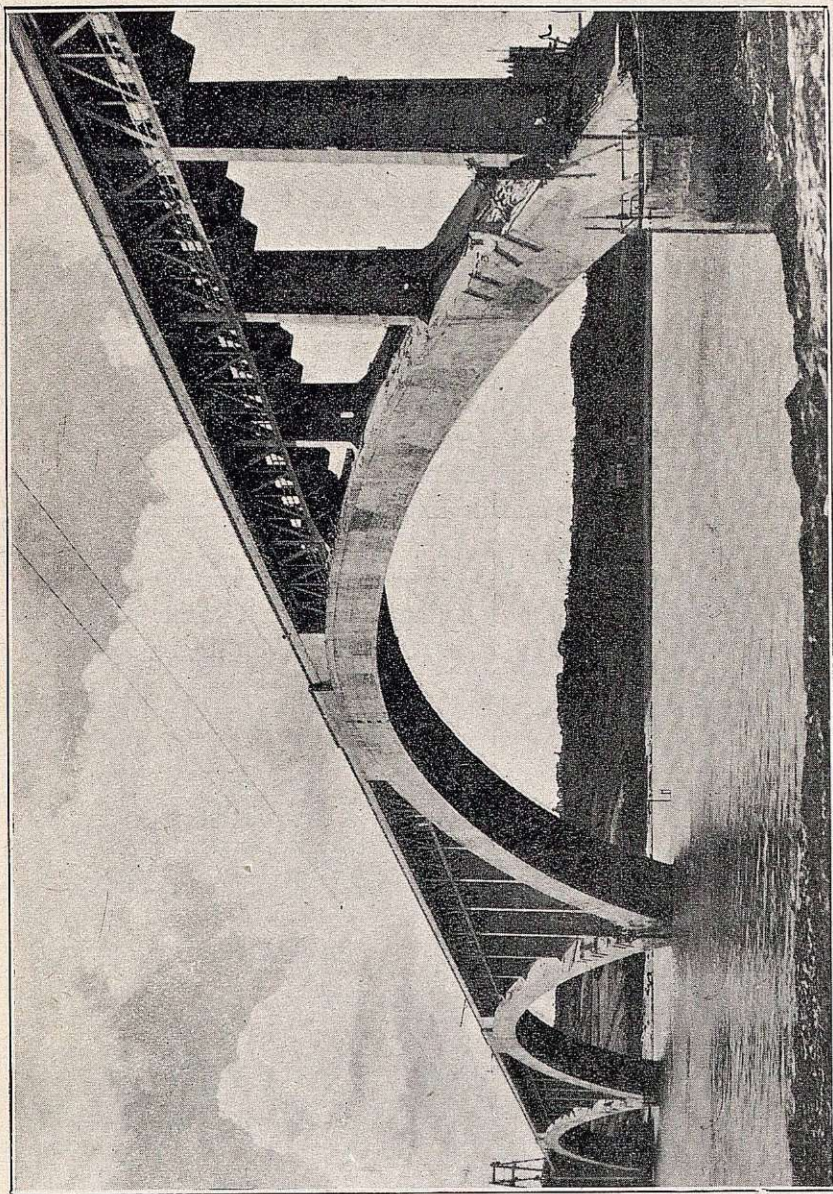


Fig. 120.—Puenle de Plougastel (Brest)

Italia.— Como es natural, antes de construir los puentes y acueductos en sus colonias, los romanos los ejecutaron en gran número en Italia.

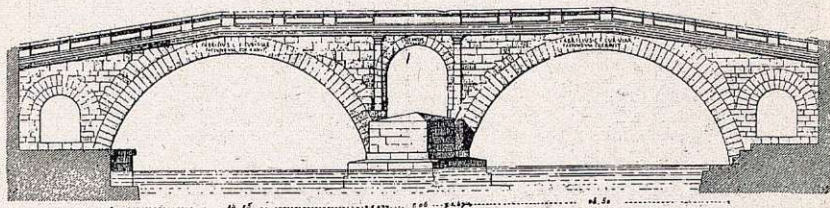


Fig. 121.—Ponte Fabrice, en Roma

Sólo en Roma había ocho puentes sobre el Tíber, de los que cinco se conservan aún casi íntegros, siendo el más hermoso el de Fabrice (fig. 121), que tiene arcos de 24,50 m.

En Narin existen ruinas de un puente romano cuyo arco central alcanzaba 34 m.

Pero son más importantes los puentes, y sobre todo los acueductos, romanos subsistentes en España y anteriormente descritos.

Durante la Edad Media se construyeron en Italia muchos puen-

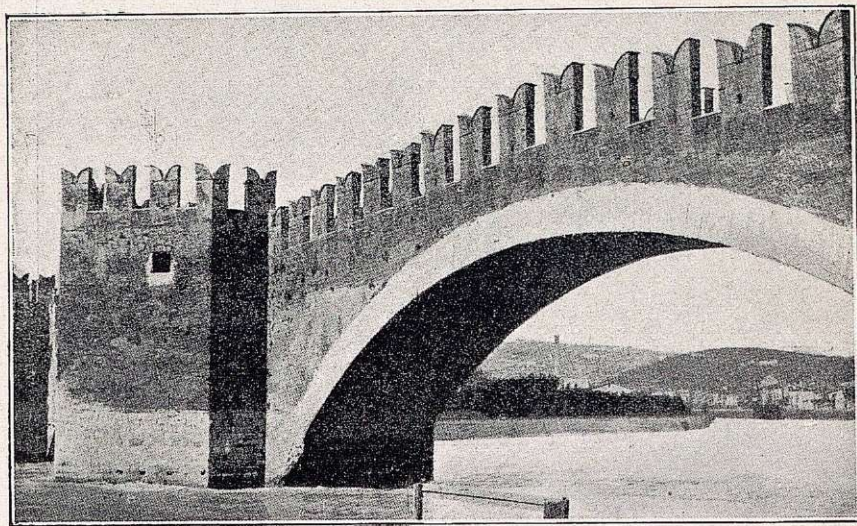


Fig. 122.—Ponte de Verona



tes interesantes: el de Lucques, sobre el Serchio (año 1000), con un arco central de medio punto de 36,80 m. de luz; el de Pavía, sobre el Tesino, con seis arcos iguales, de unos 30 m. de luz, y el de Verona, sobre el Adigio (fig. 122), construido en 1354, de 48,70 m. de luz, que es el primer arco carpanel rebajado al $1/3$ construido en aquella fecha (1).

Subsisten aún los estribos de un hermoso puente en Trezzo, sobre el Adda, terminado en 1377, que estaba constituido por un arco rebajado, de 72 m. de luz, la mayor bóveda construida hasta hace pocos años; pero, desgraciadamente, fué destruido en 1416, en una de las frecuentes guerras civiles del país.

Durante el Renacimiento, los Arquitectos italianos correspondieron al espléndido resurgimiento del arte, renacido en aquella península después de diez siglos de barbarie y de estancamiento.

Los puentes de la Trinidad, en Florencia (fig. 123) y el del Rialto, en Venecia (fig. 124), por la ligereza de sus bóvedas, la elegancia de sus proporciones, la belleza insuperable de su decoración,

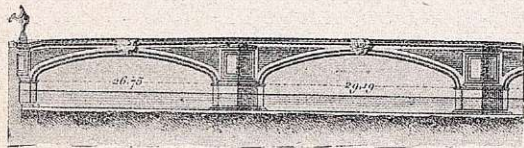


Fig. 123.—Ponte de la Trinidad
(Florencia)

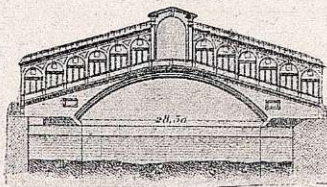


Fig. 124.—Ponte de Rialto
(Venecia)

honran a los eminentes Arquitectos Da Ponte y Amanati, que los proyectaron, y corresponden a la supremacía artística de Italia.

En 1753 se construyó un monumental acueducto en Caserta, compuesto por tres pisos de arcadas, de 6,34 m. de luz y de unos 500 m. de longitud en su piso superior, y de la misma época y estilo son otros puentes y acueductos construidos en Sicilia.

En el siglo XIX hanse construido en Italia multitud de obras importantes de fábrica, con luces y disposiciones análogas a los puentes franceses, muchas de ellas con bóvedas de ladrillo.

En el libro *Grandes voûtes*, de Sejourné, se detallan los doce

(1) El libro de Puentes de Croizzette-Desnoyers detalla todas estas obras.

puentes de fábrica italianos de 40 a 55 m. de luz, obras bien concebidas y ejecutadas.

El más interesante es el puente Morbegno, sobre el Adda (Valtellina), construido en 1902 para el ferrocarril eléctrico de Cohio a Sondrio (fig. 125) (1). Está formado por un hermoso arco de 70 m., rebajado al 1/7. Se construyó con tres articulaciones, que se condenaron después de terminado el puente.

En lo que va de siglo XX, los ingenieros italianos, que no sólo mantienen sus tradiciones artísticas, sino que las avaloran con su cultura e inteligencia, han recurrido también con frecuencia creciente al hormigón armado (2).

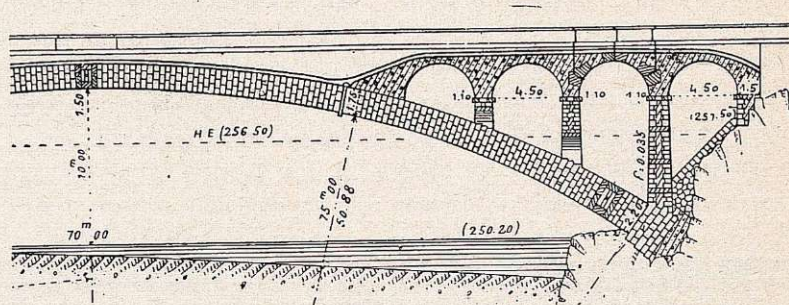


Fig. 125.—Puente de Morbegno (Italia)

De todos los puentes allí construidos con este material, el más notable es, sin duda alguna, el llamado del Resurgimiento, en Roma, sobre el Tíber (fig. 126). Tiene 100 m. de luz, fué proyectado y construido por los concesionarios del sistema Hennebique, y durante muchos años constituyó el *record* de los puentes de hormigón armado (3).

Merece también citarse el puente Cobiانchi, en Intra, proyectado por el muy ilustre profesor Luigi Santarello (fig. 127). Es un puente para ferrocarril, con arcos sin empuje de 74 m.

(1) Pueden verse detalles en nuestro tomo III, capítulo XIV.

(2) En un interesante libro, *Ponti Italiani in cemento armato*, se detallan los 57 puntos de esta clase más importantes construidos en Italia en estos últimos años, algunos de ellos con luces comprendidas entre 60 y 87 metros (*Revista de Obras Públicas* de 1.º octubre 1924).

(3) En nuestro tomo IV detallamos algunos de los puentes italianos de hormigón armado más característicos.



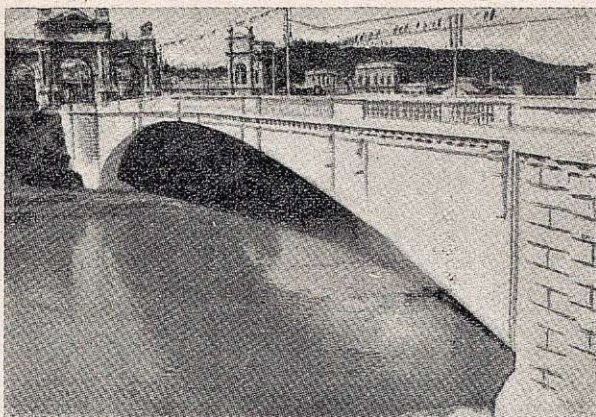


Fig. 126.—Ponte del Risorgimento, sobre el Tíber (Roma)

Alemania.—No hay allí puentes antiguos que merezcan citarse.

Los construídos con piedra en la época moderna no ofrecen tampoco gran originalidad, aunque se han construído muchos puentes de grandes luces, algunos, como el de Plauen (Sajonia), en 1903 (fig. 128), de 90 m. de luz, rebajado al $1/5$; pero es de aspecto pesado y sin elegancia.

Igual efecto produce el colosal viaducto de Goeltzschthal (figura 129), que tiene 579 m. de longitud y 79 m. de altura.

En lo que se han distinguido los alemanes es en el empleo del hormigón para las grandes bóvedas.

Son muchos los puentes de 40 a 65 m. de luz, frecuentemente rebajados al $1/10$, con bóvedas de hormigón en masa.

Desde el año 1885 estuvieron allí de moda las bóvedas de hormigón articuladas (1), y desde entonces se han construído en Alemania, con este principio, más de 50 grandes puentes articulados, entre los que citaremos el de Neckarhausen (fig. 130), en el que se aprecian las articulaciones y aligeramientos de tímpanos.

Pero, desde el advenimiento del hormigón armado, la tenden-

(1) La primera idea de articular las bóvedas la tuvo el ingeniero francés Dupuit, en 1870; pero fueron los ingenieros alemanes los que la aplicaron en gran escala. Sejourné (*Grandes voûtes*) detalla en el tomo IV todos los grandes puentes articulados construídos antes de la guerra. También en nuestro tomo IV, capítulo XIV, detallamos los más interesantes.

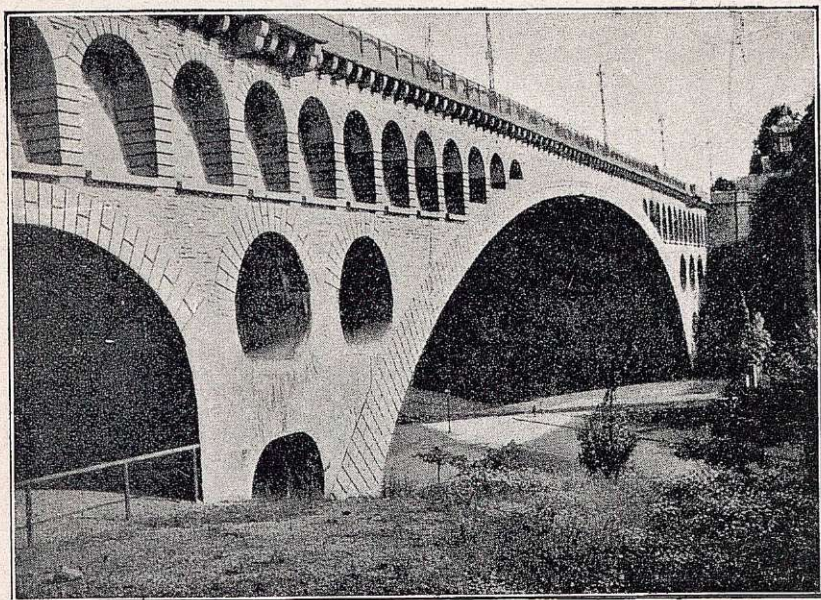


Fig. 128.—Puente de Plauen (Sajonia)

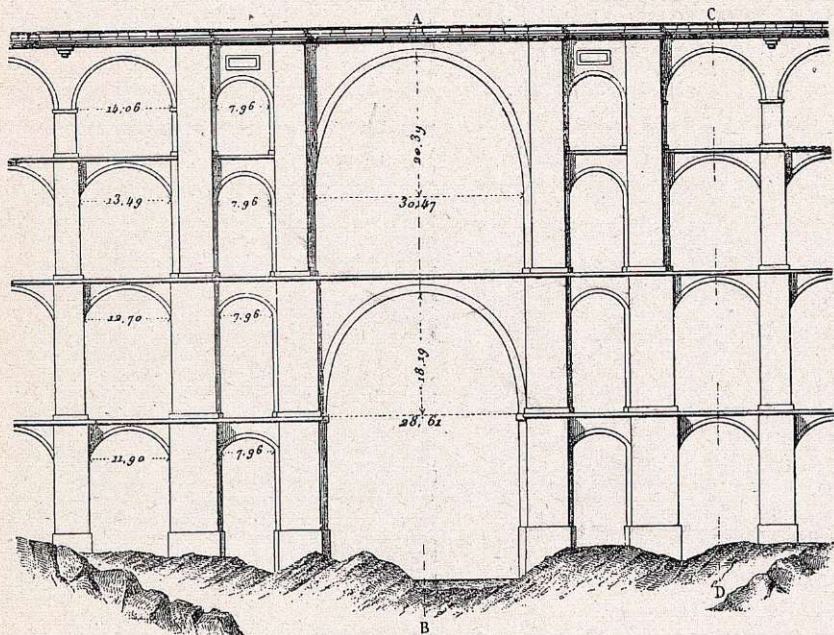


Fig. 129.—Viaducto de Goeltzschthal (Alemania)



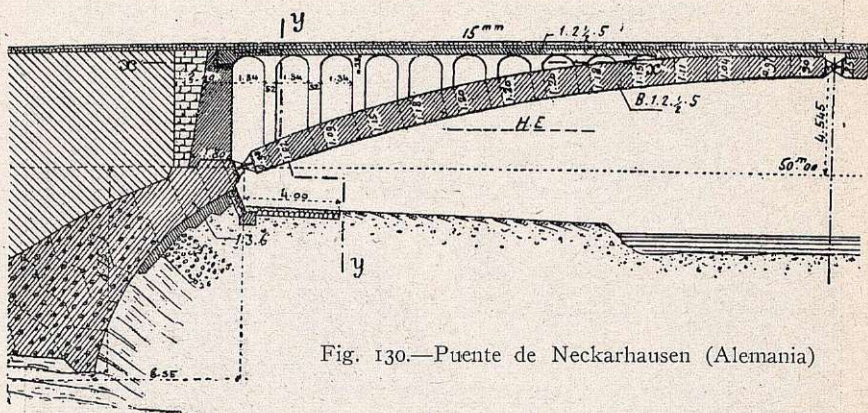


Fig. 130.—Puente de Neckarhausen (Alemania)

cia actual es a sustituir las articulaciones de las bóvedas, siempre delicadas de colocar, por armaduras en los arcos, y así se han construido allí numerosos puentes.

Inglaterra.—El único puente relativamente antiguo que merece recordarse es el de Tu-Prid, en el País de Gales, construido en 1750, con un arco rebajado de 42 m. de luz.

Al principio del siglo XIX construyeron los ingleses algunos puentes de 40 a 60 m. de luz. Los más notables son el de Grosvenor (Chester), en 1833 (fig. 131), que tiene un arco de 61 m., y el de Ballochmyle (Escocia) (fig. 132), cuyo arco central mide 55 m.

Pero nada de particular ofrecen los puentes ingleses, en los que se empleó frecuentemente el ladrillo, sobre todo en los tímpanos, que se aligeraban longitudinalmente.

Hay también en Inglaterra un gran número de viaductos de fábrica.

El más reputado es el de Edimburgo (fig. 133), construido por el famoso Ingeniero Telford, en 1831.

Su altura de 32 m., las luces de sus arcos rebajados de 27,45 m. y, sobre todo, la disposición nueva de los andenes, que se apoyan sobre arcos independientes de mayor rebajamiento, dan originalidad a esta obra, pero no tiene la belleza ni las proporciones de los viaductos franceses.

En cuanto a puentes ingleses de hormigón armado, aunque hay

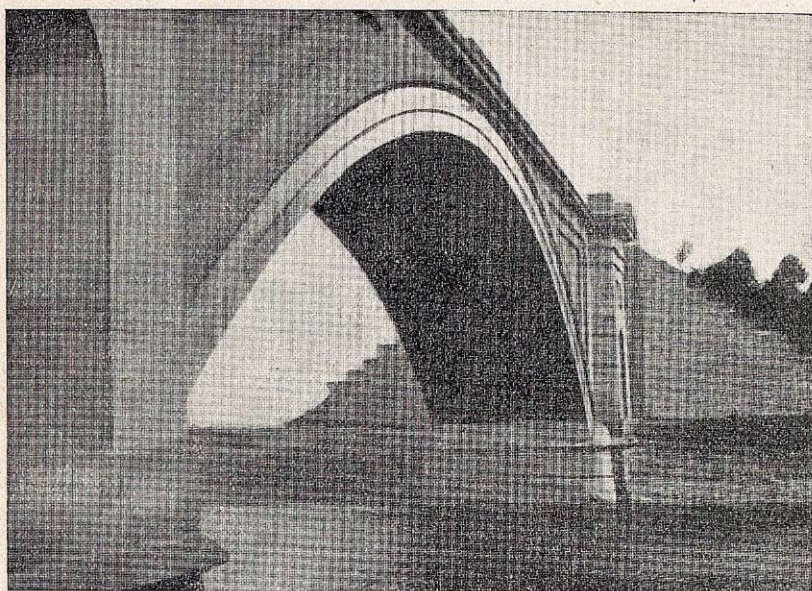


Fig. 131.—Puente de Grosvenor (Chester)

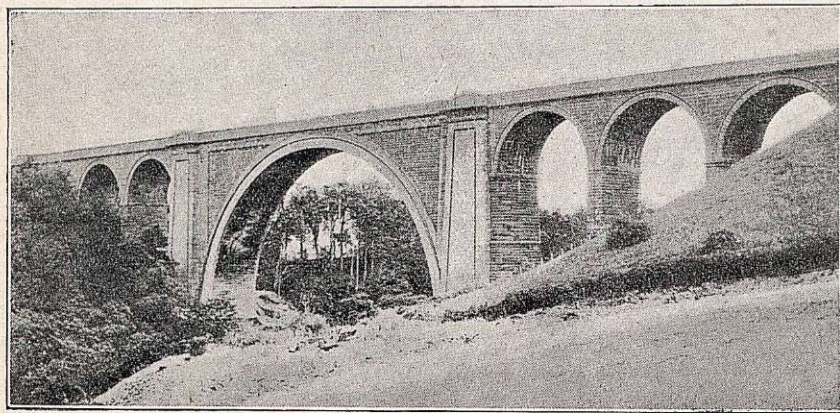


Fig. 132.—Puente de Ballochmyle (Escocia)

ya un gran número allí construídos, no ofrecen caracteres especiales.

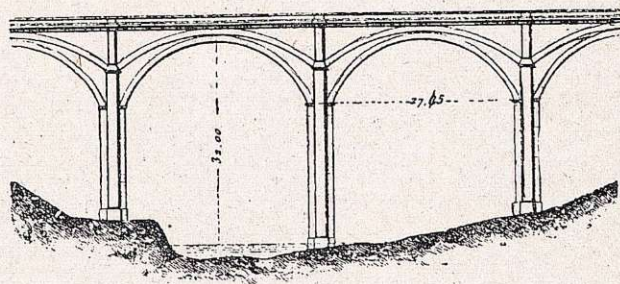


Fig. 133.—Viaducto de Edimburgo

Estados Unidos.—Son poco numerosos los puentes de fábrica importantes construídos en la América del Norte, pues allí, como en Alemania e Inglaterra, han preferido casi siempre ejecutar estas obras con tramos o arcos metálicos.

Sin embargo, existen algunos grandes puentes de hormigón en masa, como, por ejemplo, el de Nicholson (fig. 134), que tiene 680 metros de longitud y está compuesto por diez arcos de medio punto de 54,86 metros de luz (1).

También han construído los americanos del Norte, en estos últimos años, numerosos puentes y viaductos de hormigón armado. Citaremos los de mayores luces:

En California, un puente con dos tramos rectos y vigas macizas, de 43,30 m. de luz (fig. 135) y 3,66 m. de altura, que es, sin

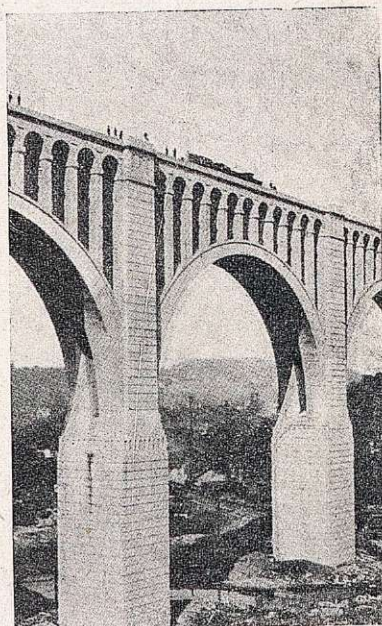


Fig. 134.—Puente de Nicholson (Pensylvania)

(1) Detalles, en nuestro tomo III, capítulo XIII.

disputa, el mayor tramo recto de esta clase construido hasta la fecha (1).

Hace pocos años se terminó un gran puente sobre el Mississipí, en Minneápolis (2), cuyo arco central, de hormigón armado, tie-

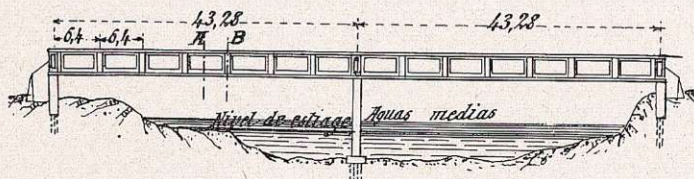


Fig. 135.—Puente sobre el Salt, en California

ne 122 m. de luz, que sólo ha sido superado, hasta ahora, por los de Saint Pierre, de Vauvray y Plougastel, citados anteriormente, cuyos arcos alcanzan 131,30 y 172,60 m. de luz, respectivamente.

§ IV. — CARACTERES DE LOS PUENTES EN LAS DISTINTAS EPOCAS

Resumiremos las características constructivas de las diferentes épocas y países:

Epoca Romana.—El inmenso desarrollo que dieron los romanos a las obras públicas evidencia su mentalidad inteligente y la prodigiosa habilidad de sus constructores.

Los puentes y acueductos contruidos por ellos en España, por sus dimensiones excepcionales, no fueron superados en diez siglos; la elegancia de sus proporciones, la ornamentación sobria, pero de buen gusto, de sus archivoltas y cornisas, pueden aún servir de modelos.

Emplearon sólo arcos de medio punto, o muy poco rebajados, y construían sus bóvedas con grandes sillares en seco; pero sin medios auxiliares, sin explosivos y sin máquinas, elevaron colosales construcciones, muchas de las cuales subsisten en buen estado.

Fueron unos maestros y unos precursores.

(1) Detalles, en nuestro tomo III, capítulo I.

(2) *Engineering News-Record*, 25 enero 1923.

Epoca Persa.—En los doce primeros siglos de nuestra Era, en que floreció el imperio Persa, se construyeron puentes notables por sus dimensiones.

Se caracterizaron por el empleo de la ojiva de cuatro centros y la construcción de grandes bóvedas de ladrillo, sin cimbras, por medio de roscas sucesivas. Fueron también los primeros constructores que aligeraron el peso de los tímpanos, por medio de bóvedas longitudinales.

Edad Media.—Se caracterizó por la irregularidad de los arcos de los puentes y el menor esmero en su ejecución. Se construían las obras con mezquindad en sus anchos e irregularidad en sus plantas y rasantes; seguían las pilas muy gruesas, con fuertes tajamares, de forma triangular casi siempre, y se emplearon frecuentemente arcos ojivales.

Sin embargo, tiene la Edad Media en su favor el atrevimiento de algunos arcos, como los de San Martín, de Toledo, y Martorell, en España, y una reducción en el espesor de las bóvedas; pero su aspecto exterior no suele ser hermoso, ni proporcionado.

Renacimiento.—Los italianos se distinguieron en los puentes de la Trinidad y de Rialto, por la artística elegancia de las nuevas formas adoptadas y por la exquisitez de su ornamentación, no superada en ningún país.

En España, los puentes de Almaraz, de Ronda, y de Toledo, en Madrid, son obras monumentales, pero de escaso gusto.

En esta época empezaron a construirse los arcos rebajados, de tan frecuente aplicación en nuestros días.

Siglo XVIII.—En la segunda mitad de este siglo, y en Francia principalmente, fueron levantados grandiosos puentes, en los que el genio de Peronnet, reduciendo el grueso de las pilas y empleando arcos carpaneles con elegantes capialzados, consiguió proporciones que aún pueden considerarse como clásicas.

Se caracterizó también esta época por la horizontalidad de las rasantes, de la que hasta entonces se había prescindido, y por la amplitud de los anchos y el lujo de las avenidas.



Pero siguieron empleando grandes sillares, costosos de adquirir y manejar, y morteros de cal grasa; es decir, que la resistencia de las obras quedaba, sobre todo, encomendada a la perfección de labra de los sillares, lo que encarecía sensiblemente la construcción.

Siglo XIX.—En la primera mitad de este siglo se continuaron ejecutando los puentes con arreglo a las tradiciones de Perronet, si bien afinando algún tanto las dimensiones, merced a la Experiencia y a la Mecánica, que iban de concierto contribuyendo a ello.

Pero el empleo de los morteros de cemento y la sustitución de los grandes sillares por sillarejos o mamposterías concertadas después facilitó la construcción, suprimiendo los asientos y permitiendo aumentar las presiones con menores volúmenes de fábrica y reducción de la mano de obra, por lo que al mismo tiempo fueron aumentándose las luces y los rebajamientos de los arcos.

En Italia, Inglaterra y España se construyeron muchas bóvedas con ladrillo ordinario; en Alemania y Estados Unidos se empleó el hormigón en masa moldado, para los arcos y hasta para los apoyos y tímpanos.

También se inició en esa época el aligeramiento de los tímpanos mediante bóvedas longitudinales y transversales, lo que facilitó los aumentos de luz, alcanzándose así hasta los 90 metros del puente de Plauen.

Siglo XX.—El puente Adolfo, en Luxemburgo, comenzado en 1899 y terminado en 1903, inauguró el siglo XX con la disposición originalísima del eminente Sejourné, sustituyendo las bóvedas continuas en todo el ancho del puente, tradicionalmente construidas, durante más de veinte siglos, por arcos paralelos en los frentes, unidos por tableros de hormigón armado.

Pero esta genial modificación en los puentes de fábrica exige aún mayor perfección en la mano de obra de arcos y tímpanos, y una piedra excelente, cuya adquisición y labra no encarezca sensiblemente el coste de la obra.

De aquí la tendencia a sustituir la sillería o sillarejo por el hormigón en masa y, mejor aún, por el hormigón armado, y el



desarrollo creciente de este último sistema de construcción en lo que va de siglo.

Cierto que los nuevos puentes de hormigón armado, sobre todo los de tramos rectos, con que se soluciona de preferencia el problema de los puentes rápidos y económicos, no presentan la monumentalidad de los hermosos arcos de sillería del siglo pasado; pero también es verdad que, aun estéticamente, son muy preferibles a los tramos metálicos, que con tanta profusión se construyeron en la segunda mitad del siglo XIX.

Y aun creemos que algunos puentes en arco de hormigón armado se han decorado con buen gusto, y que pueden alcanzar un estilo propio con la esbeltez de sus proporciones y el refinamiento de su ornamentación.

A los ingenieros, a los que no les está vedado el buen gusto, y, en caso necesario, con una discreta colaboración de los arquitectos, corresponde estilizar el hormigón armado, como se consiguió ornamentar las construcciones metálicas, menos susceptibles aún de belleza.

Respecto a las grandes luces de los arcos de fábrica, séanos permitida una observación:

Claro es que con ello se consigue suprimir pilas, que a veces, en ríos caudalosos, resultan más caras que el sobreprecio producido por el aumento de luz; pero quizá algunos grandes y costosos arcos se han edificado por el afán de sus autores de construir una obra monumental.

El progreso alcanzado en la cimentación de puentes permite hoy construir apoyos con relativa economía, por lo menos en España, donde el régimen torrencial de nuestros ríos ofrece estiajes muy secos y prolongados.

Si, pues, aquí no hemos ejecutado bóvedas de gran luz, no ha sido por impotencia, ni menos por ignorancia: es porque resultan bastante más caros que los arcos de 20 a 40 metros, que son los corrientemente adoptados.

Resumen.—Como resumen práctico de esta reseña histórica diremos que con los precios actuales de hierros, cementos y mano de obra, y merced al progreso evidente y a las ventajas, no discuti-



das ya, del hormigón armado, salvo casos excepcionales, resultarán más económicos los tramos rectos de aquel material, hasta luces de 25 metros; y que, a partir de esta luz, convendrá casi siempre proyectar arcos de hormigón armado.

Los sillarejos y mampuestos deberán reservarse para puentes especiales y para muros y pequeñas obras de fábrica, y, si no los hubiese de fácil labra o adquisición, no debe vacilarse en emplear el hormigón moldeado, con o sin armadura.

Para puentes y viaductos de ferrocarril han desaparecido las prevenciones que existían contra los tramos y arcos de hormigón armado.

El Ingeniero debe elegir, entre la gran variedad de FÁBRICAS y DISPOSICIONES de que hoy dispone, las que, a igualdad de resistencia, resulten más económicas.

Para ello, y según veremos en los tomos sucesivos, debe estudiar comparativamente las posibles soluciones, escogidas entre las más racionales y de más fácil construcción.



SEGUNDA PARTE

M U R O S

CAPITULO V. — Disposiciones constructivas de los muros.

CAPITULO VI. — Dimensiones de los muros.

CAPITULO VII. — Muros de hormigón armado.



FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

CAPITULO V

Disposiciones constructivas de los muros

Muros de sostenimiento.—Muros de pie.—Muros de defensa.—Muros de contención.—Muros de revestimiento.—Muros en desplome.—Muros con contrafuertes.—Muros de estribos (en vuelta, en ala).—Muros en vuelta de gran altura.—Materiales y ejecución de los muros.—Cimientos de estos muros.—Coronación de los muros.—Terraplenado.

En todas las vías de comunicación, y principalmente en terrenos quebrados, se precisan con frecuencia sostener los terraplenes, y aun los desmontes, con muros de fábrica.

También los estribos de los puentes empalman casi siempre con muros de varios tipos.

Enumeremos las disposiciones constructivas que pueden darse a estos muros.

Muros de sostenimiento. — Los terraplenes toman, naturalmente, un talud que aproximadamente es de $1,5 \times 1$ ó de 3×2 ; los pedraplenes sólo necesitan, en general, 1×1 de talud.

Cuando el terreno sobre que se apoyan los terraplenes tiene igual o mayor talud que el natural de las tierras (fig. 136), es necesario *sostener* el terraplén con un muro, cuya altura y espesores varían según las cotas de los terraplenes y las inclinaciones del terreno natural.

Estos muros se construyen, generalmente, con su coronación



a la altura de la arista exterior del terraplén, y se denominan entonces de *sostenimiento*.

Muros de pie.—En algunos casos resulta más económico construirlos por debajo de esa arista, por lo que se designan con el nombre de *muros de pie* (fig. 137). El volumen del terraplén aumenta, pero el de la fábrica puede ser bastante menor, por lo que conviene tantear comparativamente las diferentes soluciones posibles.

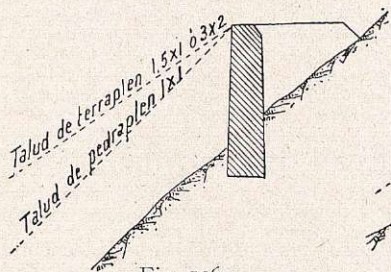


Fig. 136

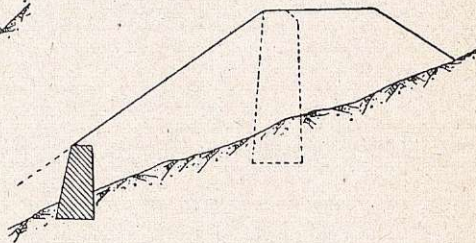


Fig. 137

Muros de defensa.—Muchas veces estos muros de pie sólo tienen por objeto defender la base de los terraplenes contra las erosiones de la corriente de los ríos, por lo que ya no son más que *muros de defensa* (fig. 138).

Muros de contención.—Cuando se teme que los taludes de los desmontes se desmoronen, o cuando se quiere reducir la ocupación de terreno por esos desmontes, se sostienen éstos con muros que se denominan entonces *de contención* (fig. 139) (1).

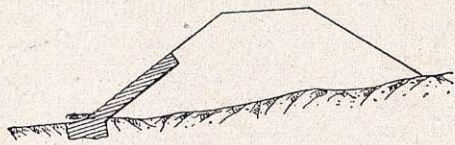


Fig. 138

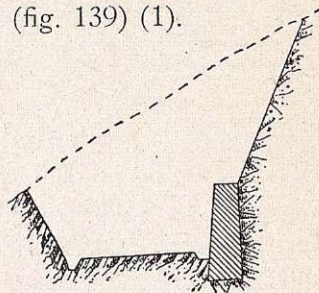


Fig. 139

(1) Algunos ingenieros, entre otros Boix, reservan el nombre de muros de contención para los que tienen por objeto contener el agua en depósitos o presas.

Muros de revestimiento.— Para evitar la degradación de los taludes de desmontes o terraplenes, se revisten muchas veces estos taludes con una hilada de fábrica, casi siempre en seco, que toma el nombre de *revestimiento* (fig. 140).

Muros en desplome.— Cuando el talud interior de los muros de sostenimiento es negativo (fig. 141), se denominan *muros en desplome*.

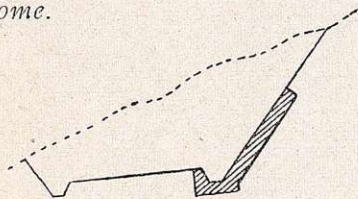


Fig. 140

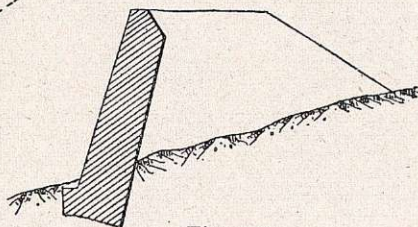


Fig. 141

Se emplea esta disposición si, por efecto del precio elevado de las fábricas, conviene aquilatar el coste de los muros, pues, en efecto, con este artificio, según luego veremos, se puede reducir algún tanto, no sólo su volumen, sino el de sus cimientos.

Muros con contrafuertes.— Con el mismo objeto de economía, se pueden reducir los volúmenes de las fábricas por medio de contrafuertes exteriores o interiores (figuras 142 y 143).

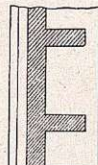
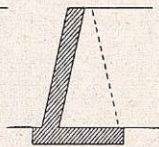
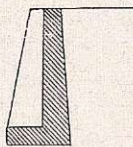


Fig. 142

Fig. 143

Muros de estribos.— Los estribos de los puentes necesitan completarse con muros que limiten y contengan los terraplenes de acceso.

Cabe la mayor variedad para estos muros, según se aprecia con las seis disposiciones de la figura 144, aplicables a un puente de tipo muy corriente.

Cuando los muros son paralelos al eje de la vía (a) se llaman *de acompañamiento* o *en vuelta*.

Los demás tipos de muros se llaman *muros en ala* o *simplemen-*

te aletas, y pueden ser : *normales* al eje de la vía (b), *oblicuos* (c y d), *cóncavos* (e), *convexos* (f).

La dirección de las corrientes, su altura, su violencia y la incli-

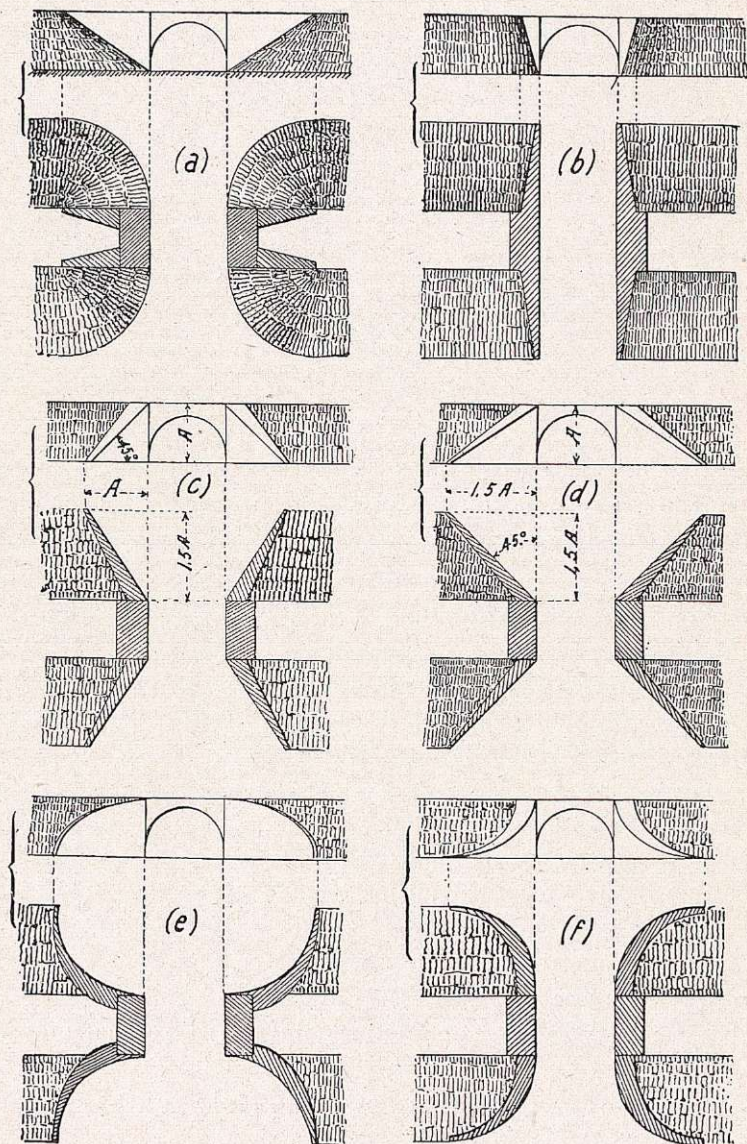


Fig. 144.—Muros de estribos

nación y forma de las márgenes determinarán la disposición más conveniente y económica de los muros de estribos.

Por ejemplo: para un terreno horizontal, como el de la figu-

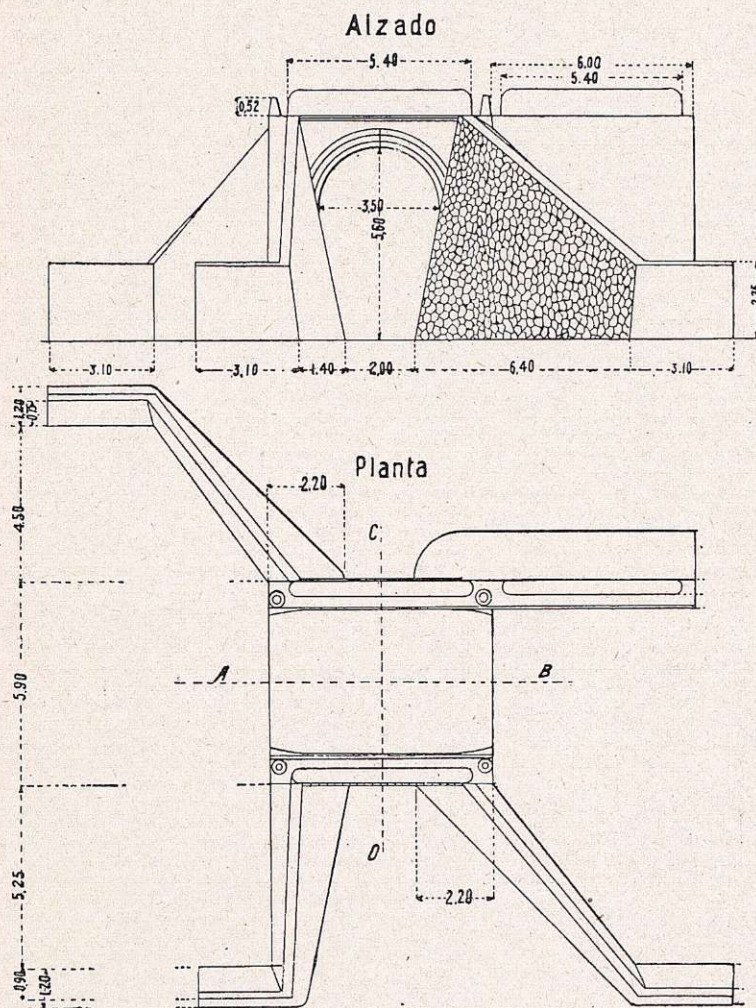


Fig. 145.—Muros con oblicuidades variables.

ra 144, el coste de los muros va aumentando desde la solución (b), que es la más económica, a la (f), que es la más cara, y siguiendo el



mismo orden.—La solución (a), de muros en vuelta, suele tener un coste intermedio entre la (d) y la (e).

Pero las soluciones (a) y (b) no deben aplicarse sino cuando el nivel y la velocidad de la corriente de agua son pequeños, pues de lo contrario, para evitar las erosiones de los terraplenes, sería preciso defender los muros en vuelta o en ala con otros muros de pie.

Los muros en vuelta (tipo a) son los más decorativos y resultan también convenientes cuando, además del desagüe o vano principal, se necesitan dejar otras luces laterales para caminos, servidumbres, canales o acequias.

Es el tipo más frecuentemente aplicado en los estribos de los puentes.

Las aletas normales, tipo (b), se emplean para pasos superiores sobre otras vías y para obras pequeñas de desagüe, según luego veremos.

Si la inclinación del terreno o el ensanchamiento de los cauces lo aconsejan, pueden oblicuarse más o menos las aletas.

En el tipo (c), las coronaciones de aletas se proyectan en alzado a 45° ; su proyección horizontal resulta entonces con inclinación de $1,5 \times 1$.

En el tipo (d) ocurre lo contrario, como puede comprobarse.

Las aletas curvas, sobre todo del tipo (f), son caras por su mayor volumen y mano de obra.

El tipo (e) exige menor volumen, pues resiste como una bóveda al empuje del terraplén, pero conduce mal las aguas a la entrada de la obra.

Sólo deben emplearse estas aletas curvas en casos excepcionales.

No es indispensable que los cuatro muros correspondientes a los dos estribos de una obra sean iguales y simétricos.

Así, por ejemplo, en la figura 145 (1) se han proyectado muros diferentes con muros en vuelta y aletas, de inclinaciones variables.

Hay que estudiar y comparar las disposiciones posibles en cada caso.

Deben proyectarse estos muros a la medida del terreno, y no aplicarles modelos hechos.— Un ligero estudio permi-

(1) Proyectado por el Ingeniero D. José Sans Soler, en la provincia de Gerona.

te muchas veces una reducción sensible de gastos.—El Ingeniero no debe despreciar estos detalles, cuya importancia no suelen comprender los técnicos o prácticos subalternos.

Muros en vuelta de gran altura.—En los muros en vuelta ocurre que, a medida que va aumentando su altura, se aproximan sus taludes interiores, hasta que llegan a encontrarse (fig. 146), y a

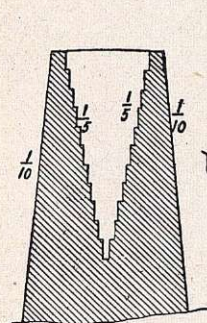


Fig. 146

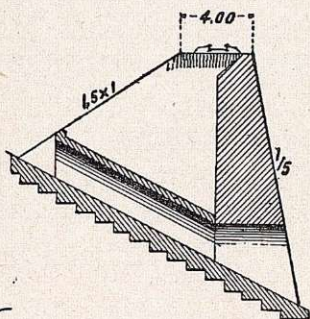


Fig. 147

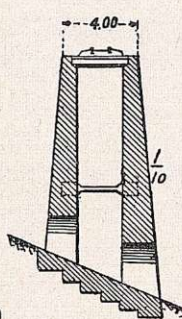


Fig. 148



Fig. 149.

partir de esta altura debe macizarse con fábrica todo el ancho de la vía, más los taludes.

Conviene entonces dar a los muros taludes exteriores verticales para reducir su volumen, y cuando la altura de estos muros exceda de 10 metros, deben tantearse otras nuevas disposiciones que pudieran ofrecer una mayor economía.

Así, por ejemplo, en el proyecto del ferrocarril estratégico de Villablino a Cangas de Tineo teníamos que atravesar con grandes cotas y laderas de gran inclinación arroyos profundos, que sólo necesitaban para su desagüe alcantarillas o pontones.

La solución normal y corriente era la de la figura 147, pero resultaba carísima.

Tanteamos entonces la de la figura 148, en que se suprimía el terraplén, reduciendo el espesor de los muros a lo indispensable para servir de apoyo a un tablero de hormigón armado, sobre el que descansaba la vía. Era entonces necesario arriostrar esos dos muros con algunos tirantes.

Por último, nos resultó más económica la solución de construir

un muro único, de muy poco talud (fig. 149), con un ancho de dos metros, suficiente para sostener directamente la vía.

Para dejar talud al balasto y paso a los peones de conservación se ensancha por medio de ligeros andenes en voladizo de hormigón armado.

Pudiera aún reducirse el volumen de estos muros, aligerándolos transversalmente, y hasta transformándolos en viaductos; pero no suelen éstos ser económicos sino a partir de alturas superiores a 15 metros. Deben tantearse, sin embargo, estas soluciones, que estudiaremos al ocuparnos de los viaductos (tomo IV, capítulo VIII).

Materiales y ejecución de los muros.—Como los muros de sostenimiento se necesitan generalmente en terrenos quebrados, contienen éstos casi siempre la piedra necesaria para construirlos, que procede entonces de los mismos desmontes en roca de la explanación.

Se construyen estos muros de mampostería ordinaria, y hasta hace pocos años con mortero de cal grasa; pero hoy es preferible emplear para estas mamposterías morteros pobres hidráulicos, de coste igual o menor que aquéllos, como hemos visto en el capítulo II.

Considero conveniente, y casi necesaria, esta sustitución, por el aumento de peso que van teniendo los cilindros de vapor que circulan en las carreteras y el de las locomotoras en las vías férreas. Se obtienen así, como hemos dicho, macizos casi monolíticos; se suprimen los asientos de las fábricas y se compensan las imperfecciones que pudiera tener la mano de obra de la mampostería.

En algunos casos, y sobre todo para muros en vuelta o en ala, se recurre al empleo del ladrillo o de hormigón en masa, cuando no existe mampostería económica.

Aunque estos muros resisten por su peso y no suelen estar sometidos a presiones que excedan de 10 kgs./cm², no por ello debe descuidarse la debida trabazón de sus elementos, para que puedan trabajar y considerarse los macizos como monolitos homogéneos.

La dosificación de los morteros, salvo circunstancias especiales, puede variar de 150 a 250 kgs. de portland por metro cúbico de arena, según la importancia y dirección de los empujes sobre los muros.



Cimientos de los muros (1). — Designase así a la parte de estos muros que se encuentra bajo el terreno natural; y que constituye la base o el apoyo de la obra.

En las vías de comunicación, los muros de sostenimiento se construyen generalmente en terrenos de gran inclinación y resistencia.—Los cimientos que entonces se necesitan para conseguir la perfecta estabilidad de los macizos no suelen ser profundos, ni de difícil construcción.

Cuando la roca dura está al descubierto, el cimiento propiamente dicho casi no existe, ya que se puede apoyar la obra directamente sobre el terreno.

Sin embargo, conviene siempre excavar la costra exterior, a menudo descompuesta por los agentes atmosféricos, y escalonar la

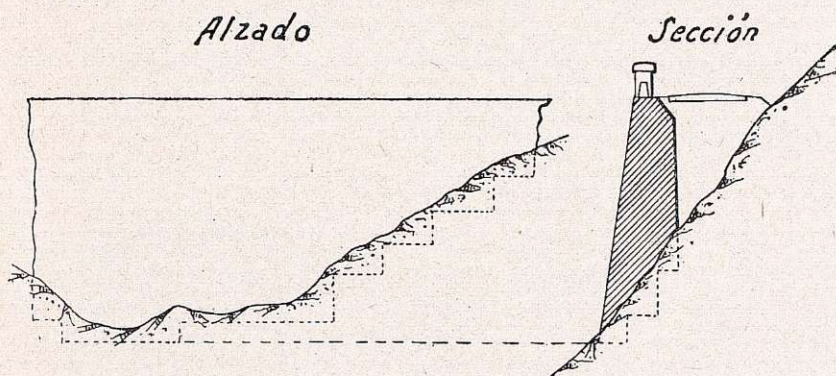


Fig. 150

superficie de apoyo, transversal y longitudinalmente, para evitar el posible corrimiento del muro solicitado por empujes oblicuos.

Pero debe reducirse el volumen de esta excavación en una forma análoga a la figura 150.

Estos escalones no necesitan ser muy regulares, ni geométricos siquiera. Basta con que permitan un buen asiento de los mampuestos y ahorren excavación y fábrica.—Para facilitar aquel asiento,

(1) Dice el Diccionario de la Academia: "CIMIENTO (del latín *caementum*). Parte del edificio que está debajo de tierra y sobre que estriba toda la fábrica. Preferimos esta palabra a la de FUNDACIÓN, empleada aún por muchos técnicos, que es un galicismo."

pueden enrasarse las excavaciones con una delgada capa de hormigón.

Si el suelo es terroso, hay que profundizar hasta encontrar una capa de resistencia suficiente para la presión máxima que ha de sufrir (1).

Idénticas precauciones deben tomarse con las demás clases de muros que hemos examinado, y cuando han de estar en contacto con ríos o corrientes de agua es preciso que el terreno de los cimientos, además de tener resistencia, se encuentre fuera del alcance de las socavaciones que puedan producirse.

Hasta puede ocurrir, según veremos en los capítulos VI y VII, que los muros necesiten cimentarse con procedimientos iguales a los que exigen los cimientos de los estribos, que se estudiarán con detalle en el tomo II, *Cimientos*, de este libro.

Coronación de los muros.— En las inmediaciones de poblaciones pueden coronarse los muros de sostenimiento con impostas y pretiles análogos a los de la figura 151.

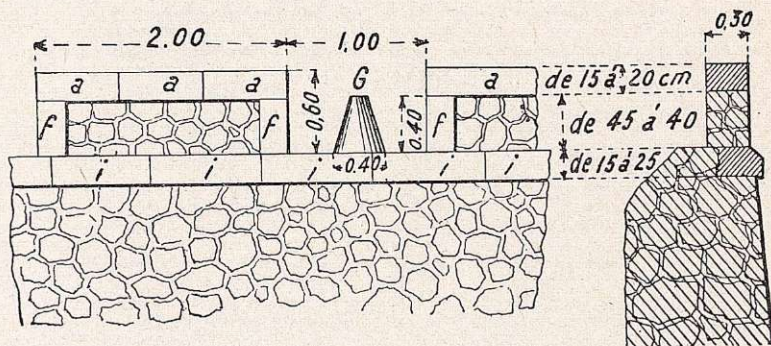


Fig. 151

Las impostas *i*, albardillas *a* y frontales *f* pueden ser de sillería o piedra artificial, y no conviene sobresalgan de los paramentos de la mampostería, pues así se dificulta su destrucción.

Si los muros son largos, pueden intercalarse guardarruedas de sillería, *G*, cuya cola se empotra en el muro.

(1) Las rocas pueden cargarse a 20 kgs./cm²; las gravas compactas, 8 kgs.; las arcillas duras, 6 kgs.; las arenas, 3 kgs.; las tierras blandas, 2 kgs.

Fuera de poblaciones deben suprimirse las impostas y albardillas, coronándose muros y pretilas con mampuestos escogidos o ladrillos puestos de canto (*a sardinel*, que es como se llama este aparejo de ladrillo), si no hubiese piedra.

Claro es que todas estas coronaciones deben ejecutarse con mortero de portland bien rejuntado.

En los muros de sostenimiento de ferrocarriles no son necesarios impostas ni pretilas. Sólo en casos de muros muy largos o gran altura convendrá disponer, para el resguardo del personal de

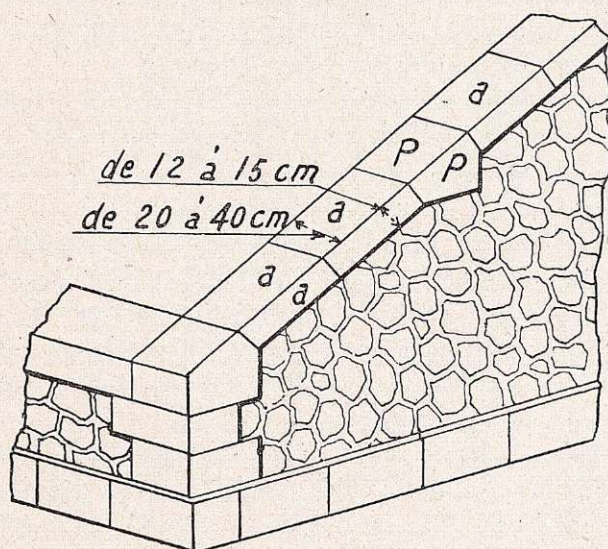


Fig. 152

la vía, unas ligeras barandillas metálicas, que no reduzcan el ancho útil de la explanación.

Cuando los muros en ala estén muy a la vista del público, pueden coronarse, en forma análoga a la figura 152, con impostillas (*a*), cuya sección puede ser de 20 a 40 cm. de anchura, de 12 a 15 de grueso.

Para impedir el deslizamiento de las impostillas por el plano inclinado de la coronación de la aleta, se intercalan cada dos metros unas piezas pentagonales, *P*, que asientan sobre un lecho horizontal.

Todas estas piezas, que tienen, sobre todo, un papel decorativo, pueden hacerse de piedra artificial.

En las aletas ordinarias, sobre todo para las pequeñas obras, que no tienen vista ninguna, son completamente superfluas estas coronaciones.

Entonces, como para los muros de sostenimiento, basta escoger y sentar con algún cuidado los mampuestos de zócalos, ángulos e impostas de las aletas.

Terraplenado.— Es muy conveniente seleccionar los terraplenes que han de adosarse a los muros, sobre todo en las inmediaciones de los puentes y entre los muros en vuelta.

A ser posible, deben escogerse para el relleno pedraplenes, gravas o arenas, que son permeables y empujan menos que las tierras. La arcilla que contienen las tierras se entumece sensiblemente con la humedad y puede determinar violentos esfuerzos sobre el muro.

Así es que cuando no sea posible evitar la composición arcillosa de los terraplenes, es necesario interponer entre las tierras y el muro una pared, de 30 a 50 cm., de piedra en seco, que sirva de drenaje del terraplén, dejando, además, *mechinales* a través de los muros, de 10 × 10 cm., con 10 por 100 de pendiente cada 4 m² de paramento, próximamente.

En todo caso, los terraplenes, por lo menos en la parte en que puedan empujar a los muros, deben ejecutarse con especial cuidado, por capas de 20 cm., bien apisonadas, y a medida que se vaya elevando el muro y su drenaje.

Por último, debe adoptarse otra precaución para evitar el vuelco de las bóvedas, o, por lo menos, empujes muy desiguales, que pudieran deformarlas.

A ese efecto, los terraplenes adosados a los dos estribos de cada obra *se extenderán y apisonarán simultáneamente.*



CAPITULO VI

Dimensiones de los muros

Condiciones de estabilidad y resistencia.—Dificultades de cálculo.—Reglas empíricas.—Transformación de perfiles por las reglas de Boix.—Taludes corrientes.—Espesores de los muros.—Muros con contrafuertes.

Condiciones de estabilidad y resistencia.—Los diferentes tipos de muros que han de construirse en las vías de comunicación se calculan como macizos de fábrica, sometidos al empuje de tierras de mayor o menor fluidez, y deben cumplir con las siguientes condiciones de estabilidad y resistencia:

a) Para que el muro no gire alrededor de su arista exterior, el momento de las fuerzas exteriores con relación a esta arista deberá ser menor que el momento resistente del peso del macizo.

b) Para que el muro no se deslice sobre su cimiento, deberán sus rozamientos y la cohesión de los morteros contrarrestar las componentes horizontales de los empujes.

c) Los materiales de que se compone el muro y el suelo del terreno en el cimiento no deben sufrir en ninguno de sus puntos presiones superiores a las que puedan resistir.

Dificultad del cálculo.—Aunque en apariencia muy sencilla, la resolución exacta de este problema es difícilísima.

Es verdad que en todos los tratados de mecánica aplicada se describen las múltiples hipótesis imaginadas desde Coulomb, en 1773, hasta el día, para calcular las dimensiones de los muros.

Pero aún no están conformes los sabios Ingenieros que se han



Todas estas piezas, que tienen, sobre todo, un papel decorativo, pueden hacerse de piedra artificial.

En las aletas ordinarias, sobre todo para las pequeñas obras, que no tienen vista ninguna, son completamente superfluas estas coronaciones.

Entonces, como para los muros de sostenimiento, basta escoger y sentar con algún cuidado los mampuestos de zócalos, ángulos e impostas de las aletas.

Terraplenado.—Es muy conveniente seleccionar los terraplenes que han de adosarse a los muros, sobre todo en las inmediaciones de los puentes y entre los muros en vuelta.

A ser posible, deben escogerse para el relleno pedraplenes, gravas o arenas, que son permeables y empujan menos que las tierras. La arcilla que contienen las tierras se entumece sensiblemente con la humedad y puede determinar violentos esfuerzos sobre el muro.

Así es que cuando no sea posible evitar la composición arcillosa de los terraplenes, es necesario interponer entre las tierras y el muro una pared, de 30 a 50 cm., de piedra en seco, que sirva de drenaje del terraplén, dejando, además, *mechinales* a través de los muros, de 10 × 10 cm., con 10 por 100 de pendiente cada 4 m² de paramento, próximamente.

En todo caso, los terraplenes, por lo menos en la parte en que puedan empujar a los muros, deben ejecutarse con especial cuidado, por capas de 20 cm., bien apisonadas, y a medida que se vaya elevando el muro y su drenaje.

Por último, debe adoptarse otra precaución para evitar el vuelco de las bóvedas, o, por lo menos, empujes muy desiguales, que pudieran deformarlas.

A ese efecto, los terraplenes adosados a los dos estribos de cada obra *se extenderán y apisonarán simultáneamente.*

CAPITULO VI

Dimensiones de los muros

Condiciones de estabilidad y resistencia.—Dificultades de cálculo.—Reglas empíricas.—Transformación de perfiles por las reglas de Boix.—Taludes corrientes.—Espesores de los muros.—Muros con contrafuertes.

Condiciones de estabilidad y resistencia.—Los diferentes tipos de muros que han de construirse en las vías de comunicación se calculan como macizos de fábrica, sometidos al empuje de tierras de mayor o menor fluidez, y deben cumplir con las siguientes condiciones de estabilidad y resistencia:

a) Para que el muro no gire alrededor de su arista exterior, el momento de las fuerzas exteriores con relación a esta arista deberá ser menor que el momento resistente del peso del macizo.

b) Para que el muro no se deslice sobre su cimiento, deberán sus rozamientos y la cohesión de los morteros contrarrestar las componentes horizontales de los empujes.

c) Los materiales de que se compone el muro y el suelo del terreno en el cimiento no deben sufrir en ninguno de sus puntos presiones superiores a las que puedan resistir.

Dificultad del cálculo.— Aunque en apariencia muy sencilla, la resolución exacta de este problema es difícilísima.

Es verdad que en todos los tratados de mecánica aplicada se describen las múltiples hipótesis imaginadas desde Coulomb, en 1773, hasta el día, para calcular las dimensiones de los muros.

Pero aún no están conformes los sabios Ingenieros que se han



especializado en tales cuestiones respecto a la exactitud de sus teorías y fórmulas consiguientes.

En estos últimos años, nuevos estudios de Resal muy principalmente (1), evidencian que para contrarrestar la escasa confianza que merecían las hipótesis hasta ahora sustentadas, sus propios autores habían exagerado *clandestina y disimuladamente* el ángulo de deslizamiento de las tierras, aumentando así los espesores de los muros y el coeficiente de seguridad.

Se ha demostrado al mismo tiempo la importancia que tiene la proporción de arcilla en los terraplenes, que hace variar muy sensiblemente la *cohesión de las tierras* y la influencia de la *humedad variable de los rellenos*, ambos factores esenciales en los empujes, que no se habían tenido suficientemente en cuenta.

En definitiva, los estudios y experimentos más recientes rectifican errores considerables de concepto y de número, y merced a fórmulas y tablas numerosas, se pueden hoy afinar las dimensiones de un muro cuando se conocen de antemano las condiciones de cohesión y humedad del terraplén que ha de actuar sobre él.

En los muros de muelles y en ciertas obras importantes deben aplicarse esas nuevas teorías (2).

Reglas empíricas.— Pero en la mayor parte de los muros corrientes para carreteras, ferrocarriles y puentes, *no pueden precisarse de antemano ni la calidad de los terraplenes ni su grado máximo de humedad, que son variables en cada muro, y hasta en cada perfil*, al mismo tiempo que varían las alturas de los muros, las inclinaciones de la ladera y la calidad del cimientó en que ha de apoyarse.

Se fijan entonces las dimensiones medias de estos muros, apli-

(1) Jean Resal: *Poussée des terres*. Stabilité des murs de soutènement. Tomo I, París, 1903.

Jean Resal: *Poussée des terres*. Théorie des terres coherentes. Applications. Tomo II, París, 1910.

Ch. Aubry: *Les murs de soutènement*. École spéciale des travaux publics. París, 1908.

(2) El ilustrado profesor e Ingeniero argentino D. Julio Castiñeiras ha publicado recientemente en la Casa Editorial Calpe un interesante libro: "*Empuje de tierras y muros de sostenimiento*", en el que se hace un estudio completo y novísimo del problema. Contiene fórmulas y tablas originales que facilitan el cálculo de cualquier tipo de muro.



cando fórmulas empíricas y reglas prácticas sancionadas por la experiencia.

De cuantas conocemos, las más sencillas y racionales y las que, hasta ahora al menos, y en treinta años de constante y frecuente aplicación nos han dado siempre buen resultado, sin exceso de volumen, son las del Inspector D. Elceario Boix, muy científicamente justificadas en su libro "*Estabilidad de las construcciones de mampostería*", Madrid, 1892.

Transformación de perfiles por las reglas de Boix.—

Boix ha demostrado que con una gran aproximación, un perfil de muro rectangular (fig. 153), con sus dos paramentos verticales, tendrá *igual estabilidad y resistencia* que cualquiera de los otros muchos perfiles obtenidos por la transformación de sus taludes en las formas siguientes:

Talud exterior. — Tomando, a partir de la base, el *noveno de la altura*, todas las líneas, pasando por este punto, dan un talud exterior de igual estabilidad que el talud vertical.

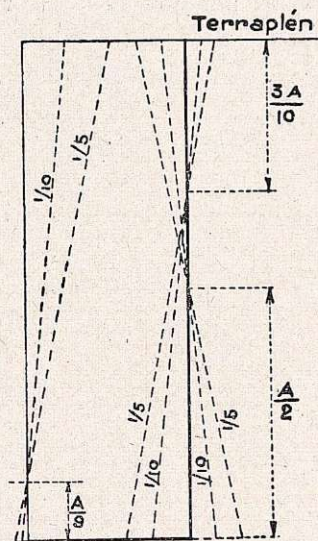


Fig. 153

Talud interior. — Pueden presentarse dos casos: que se quiera construir el muro sin o con desplome. — En el primer caso, todos los taludes interiores de igual estabilidad pasan *por el punto medio* del talud interior del perfil rectangular.

Para los muros con desplome, el punto de paso de los taludes interiores equivalentes es el situado a los $\frac{3}{10}$ de la altura, a partir de la coronación

De estos principios se deduce:

a) Que para disminuir el volumen de los muros se debe aumentar cuanto se pueda el talud exterior.

b) Que también se reduce el volumen, aunque en menor proporción, empleando muros en desplome.

c) Que el talud interior no influye en el volumen de la fábrica, pero, en cambio, aumenta el de los cimientos.

Taludes corrientes.—Durante muchos años se ha empleado en las carreteras y en muchos ferrocarriles españoles un perfil único de muro con talud exterior de $1/10$, espesor de 0,60 m. en la coronación y talud interior de $1/5$, que se dividía en retallos o escalones de 0,20 y 0,40 m. (fig. 154).

Si se transforma este perfil en otro con taludes verticales, se comprueba que para alturas de 5, 10 y 20 m., sus espesores medios serán, respectivamente, de 0,309, 0,249 y 0,219, que son a todas luces deficientes, y así se explican los numerosos hundimientos de muros ocurridos y la necesidad de reforzarlos, *a posteriori*, con contrafuertes exteriores.

Hoy día los taludes generalmente empleados en los muros de sostenimiento de carreteras son los de $1/5$ para el exterior y vertical para el interior.

Este talud interior suele chaflanarse a 45° en su parte superior, dejando para ancho constante de coronación el mínimo que se considera necesario (de 0,50 a 1 m.).

En ferrocarriles ha empezado a generalizarse el empleo de los muros en desplome, y suele adoptarse el talud interior negativo de $1/10$.

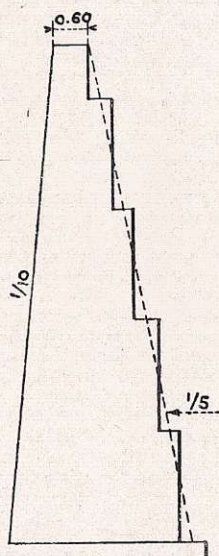


Fig. 154

En muros de gran altura se han construido también muros con *taludes curvos*.

En la figura 155 representamos las secciones de unos muros del ferrocarril de Rodez a Milhan que, comprobados por el Sr. Boix (página 166 de su libro), ofrecen excelentes condiciones de resistencia y reducción de volumen.

La economía, sin embargo, no es sensible con relación a un

muro en desplome de taludes planos, y, en cambio, el aumento de mano de obra en esos grandes paramentos curvos puede compensar la pequeña reducción de fábrica, por lo que no suele recurrirse a estos paramentos curvos sino en casos excepcionales.

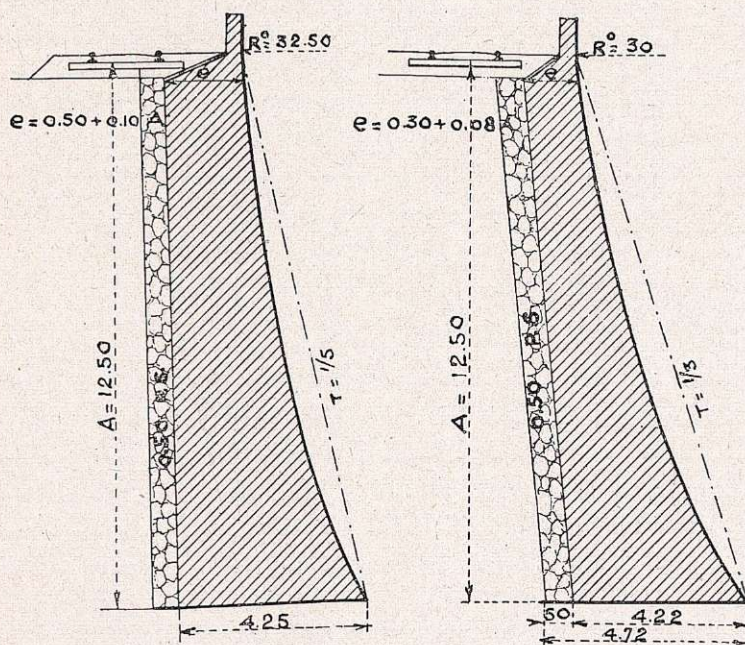


Fig. 155.—Muros del ferrocarril de Rodez a Milhan

Nuevos perfiles en desplome.—Recientemente se han realizado, en Bélgica sobre todo, numerosas obras con un nuevo tipo de muro en desplome, del que da idea la figura 156.

Esta nueva disposición tiene por objeto reducir sensiblemente la sección de la fábrica del muro y al mismo tiempo la presión máxima sobre el terreno en que se apoya. La primera condición se obtiene por el desplome acentuado del talud interior. La segunda ventaja por el recrecimiento del apoyo del muro hacia su exterior, de manera a centrar lo más posible las presiones del empuje y del peso propio sobre el cimiento.

Merece este tipo ser estudiado comparativamente con las demás



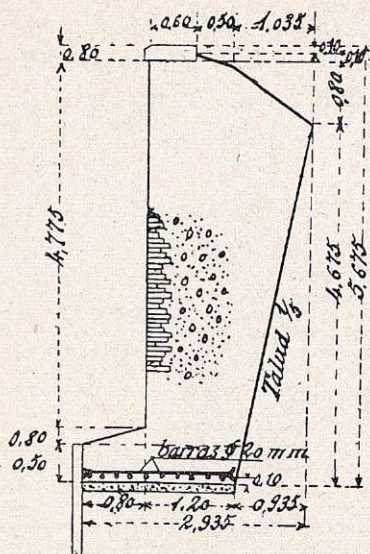


Fig. 156.—Nuevo tipo de muro con desplome

disposiciones modernas de hormigón armado, de que nos ocuparemos más adelante, ya que ofrece evidentes ventajas sobre los tipos de muros corrientemente empleados en la mayor parte de los caminos y puentes (1).

Espesores de los muros.—Los espesores de los muros deben variar con los pesos específicos de las fábricas y de los terraplenes y con la fluidez de éstos.

Serán mayores para los muros en seco que los construídos con mortero y podrán reducirse algo cuando el mortero sea hidráulico, pues se aumenta con ello la resistencia y la cohesión del macizo.

Los muros de ladrillo cuyo peso específico es 1.800 kgs. por m^3 necesitarán mayor espesor que los de mampostería con 2.400 de peso específico; un terraplén de arcilla producirá mayor empuje que un pedraplén.

Pero salvo los casos en que de antemano se conocen los datos de fábricas y rellenos, en las vías de comunicación en las que los muros tienen que diseminarse a lo largo de grandes longitudes, es preciso partir de cifras medias para fijar de antemano los perfiles de los muros.

Se admiten, pues:

Coeficiente de estabilidad: 2.

Peso específico de la fábrica: 2.200.

— — — del terraplén: 1.600.

Angulo de rozamiento de las tierras: 40° .

Con estos datos, el perfil rectangular del muro tiene, según las fórmulas de Boix, un espesor medio de 0,325.

(1) El autor ha publicado un artículo sobre este nuevo tipo de muro en la *Revista de Obras Públicas* del 15 de agosto de 1932.

En la práctica se toma $1/3$ como espesor del muro al $1/9$ de su altura, y se trazan los taludes con arreglo a las conveniencias de cada obra: el interior por el punto de altura media, o de $3/10$, si se quiere en desplome; el exterior por el de $1/9$ de la altura.

Para tener en cuenta las sobrecargas que circulan sobre las vías de comunicación se considera que la altura natural del muro debe aumentarse para el cálculo con 1 m., si se trata de un ferrocarril, y 0,50 m., si son muros para carretera.

Cuando los morteros son hidráulicos, estos aumentos pueden reducirse a 0,50 y 0,25 m.

En laderas muy inclinadas, si el terreno es flojo, debe tomarse como altura de cálculo de muro la altura exterior.

Si, como es el caso más frecuente, el terreno es firme, la cimentación poco profunda y el terraplén contiene mucha piedra y poca arcilla, se toma la altura interior.

Para *muros en desplome* y muros en ala, el perfil rectangular tipo seguirá siendo el de espesor $1/3$.

Los *muros de pie*, cuando las tierras sólo alcanzan el borde interior de la coronación, necesitan un espesor medio de 0,40 y de 0,45 cuando el terraplén cubre la coronación.

Los *muros de contención y revestimiento* se construyen con espesores en armonía con la cohesión de los taludes que han de defender, y como pueden variar entre extensos límites, no pueden establecerse reglas.

Para los *muros en seco*, Boix recomienda: $E = 2/5 A$.

Si el material que se emplea es el ladrillo, los espesores deben aumentarse en $1/10$.

Cuando el relleno es de pedraplén pueden reducirse los espesores de 10 a 20 por 100, según la calidad del pedraplén y su ejecución.

Con estas reglas prácticas hemos construído casi todos nuestros muros, sin haber sufrido nunca el menor contratiempo.

Son innumerables las tablas y reglas empíricas preconizadas por muchos Ingenieros y las establecidas por las Compañías de ferrocarriles.

Para no producir confusión, nos limitaremos a reproducir las



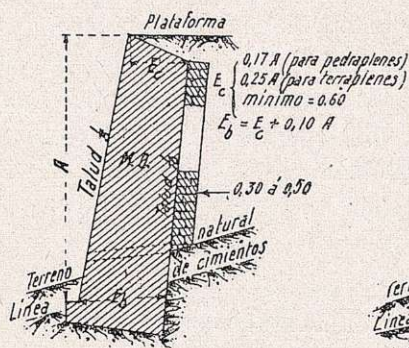
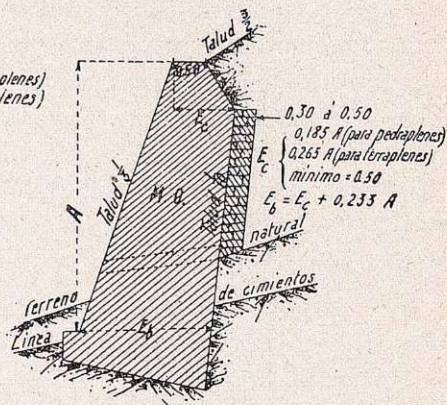
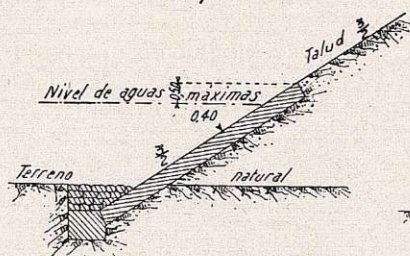
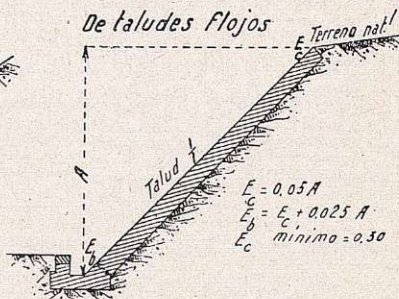
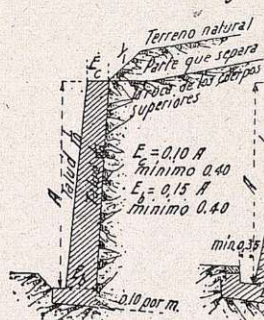
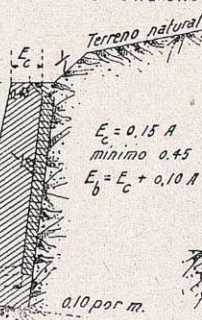
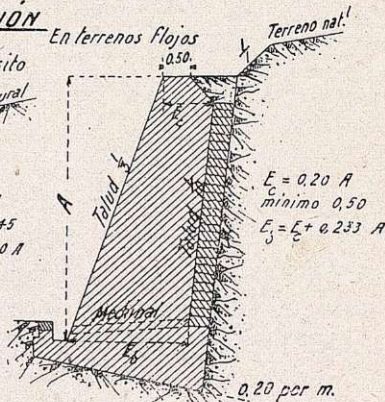
MUROS DE SOSTENIMIENTOMUROS DE PIEMUROS DE REVESTIMIENTODe terraplenesDe taludes flojosMUROS DE CONTENCIÓNEn rocas flojasEn terrenos de tránsitoEn terrenos flojos

Fig. 157.—Tipos de muro en el ferrocarril de Tánger a Fez

que hemos adoptado en 1914 para la construcción del ferrocarril de Tánger a Fez (Compañía Franco-Española) (fig. 157).

Es una línea de vía ancha (1,50 entre ejes de carriles), y se ha supuesto que podrán circular locomotoras de 100 toneladas.

Por esta razón, los espesores de estos tipos de muros de sostenimiento resultan, en general, algo más crecidos que los que se obtienen por las reglas de Boix.

Verdad es que, en cambio, cuando los muros de sostenimiento van adosados a pedraplenes reducimos los espesores.

Podrían obtenerse mayores reducciones de fábrica aumentando el desplome. Pero preferimos no excedernos del talud interior negativo de 1/10, pues de esta manera el muro es estable aunque le faltara el terraplén.

Por ser en general muy arcillosos los terrenos de aquella línea, hemos dado importancia a los drenajes con piedra en seco entre el muro y el terraplén, desaguándolos por mechinales situados de 2 a 5 metros, según las alturas de los muros.

Muros con contrafuertes.— Aunque no se han generalizado, reseñaremos dos tipos empleados en Francia.

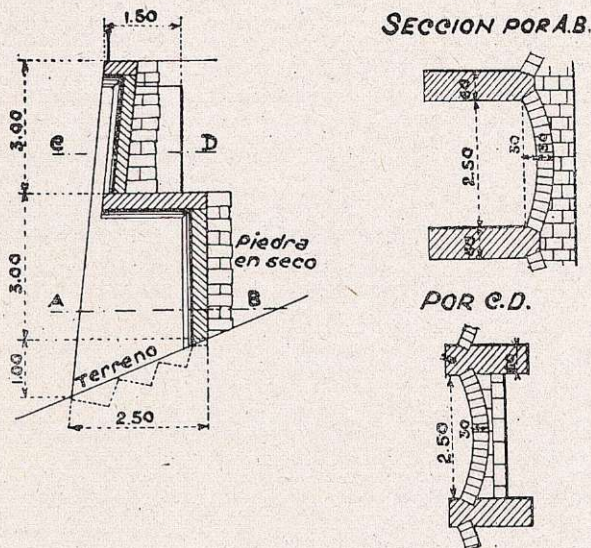


Fig. 158.—Muros en el ferrocarril de Cotes-du-Nord



El primero (fig. 158) lo ha preconizado el Ingeniero jefe Harel de la Noe, que lo empleó en varios ferrocarriles de Cotes-du-Nord (1).

La parte inferior de estos muros constituye un muro de con-

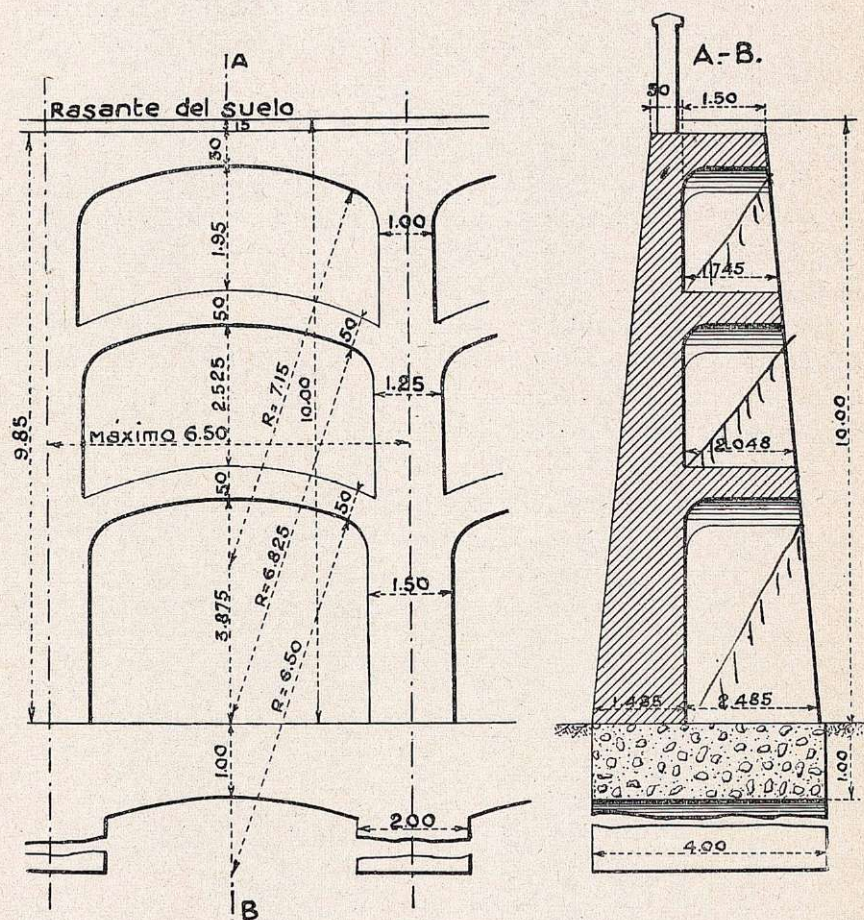


Fig. 159.—Muros tipo Hetier, en muelles de París.

trafuertes exteriores. — El peso del terraplén actúa sobre las bóvedas horizontales.

La parte superior resulta, en cambio, un muro de contrafuertes

(1) Ch. Aubry: *Les murs de soutènement*. Ecole Spéciale des Travaux Publics, año 1908, pág. 149.

interiores; éstos necesitan *armarse* para que el empuje de bovedillas no los rompa por sus extremos exteriores.

El segundo tipo (fig. 159), empleado en algunos muros de los muelles de París por el Inspector de Puentes y Calzadas M. Hetier (1), es un muro de contrafuertes interiores enlazados con bóvedas horizontales a diversas alturas. Se rellenan los huecos entre las bóvedas con tierras bien apisonadas, que por su peso contribuyen a la estabilidad del muro.

Ambas disposiciones son ingeniosas y ahorran fábrica, pero aumentan la mano de obra, que es lo que más ha encarecido desde la guerra.

La economía que permiten no puede ser ya sensible.

Son, además, susceptibles de agrietarse por efecto de asientos irregulares, lo que sólo se evita armando todas sus partes.

Pero entonces es preferible proyectar y construir francamente los muros como obras de hormigón armado.

Los estudiaremos en el capítulo siguiente.

(1) *Annales des Ponts et Chaussées*, mayo 1885.



CAPITULO VII

Muros de hormigón armado

Disposición general.—Muros en pared.—Muros en cajón.—Muros sobre pilotes.
Muros mixtos de fábrica y hormigón armado.—Descripción de algunos muros de hormigón armado.—Construcción de estos muros.

Disposición general.—En los muros que acabamos de describir, ejecutados con fábricas de mampostería, hormigón en masa o ladrillo, los terraplenes empujan y tienden a volcarlos.

La estabilidad de estos muros está confiada a su propio peso.

En los muros de hormigón armado, en cambio, puede conseguirse que *el terraplén contribuya a la estabilidad del muro.*

En todo caso, merced al auxilio del hierro, que permite el trabajo a la tensión de ciertos elementos de la obra, se consigue un mayor y mejor aprovechamiento del material, que en algunos casos produce una economía sensible.

Merced a la variedad de recursos a que se presta el hormigón armado, las disposiciones que pueden darse a los muros son muy numerosas.

Para mayor claridad, las clasificaremos en tres grupos: muros en pared, muros en cajón y muros sobre pilotes.

Los dos primeros grupos se emplean para sostener terraplenes, sobre terrenos fuertes, que no corren peligro de socavación; el tercer grupo corresponde a los muros que han de establecerse sobre suelos socavables en márgenes de río o playas.



Muros en pared (figuras 160 a 163).

Figura 160.— Para alturas de terraplén que no excedan de 3 metros, la pared armada con barras verticales por su paramento interior debe estar fuertemente empotrada en la solera; trabaja a flexión, como un voladizo.

Figura 161.— Cuando el terraplén excede de 3 m. es preciso reforzar la pared vertical con contrafuertes a distancias de 2 a 5 metros.

La pared y solera trabajan a flexión, y deben considerarse como empotradas en los contrafuertes.



Fig. 160

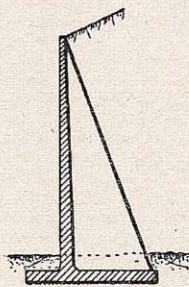


Fig. 161

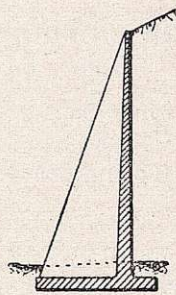


Fig. 162

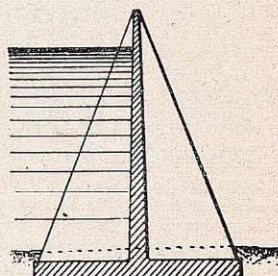


Fig. 163

En este tipo de muro, como en el anterior, el terraplén, al pesar sobre las soleras, *contribuye a la estabilidad del muro*; pero las armaduras de los contrafuertes trabajan a tensión y su hormigón no contribuye a la resistencia del muro.

Figura 162.— En este tipo, por el contrario, el hormigón de los contrafuertes, así como sus armaduras, trabajan a compresión. La pared y solera trabajan a flexión, como en el tipo anterior.

En cambio no se utiliza el peso del terraplén como fuerza estabilizadora. — Tiene, además, el inconveniente de que los contrafuertes sobresalen por fuera de la pared, lo que puede ser feo y molesto.

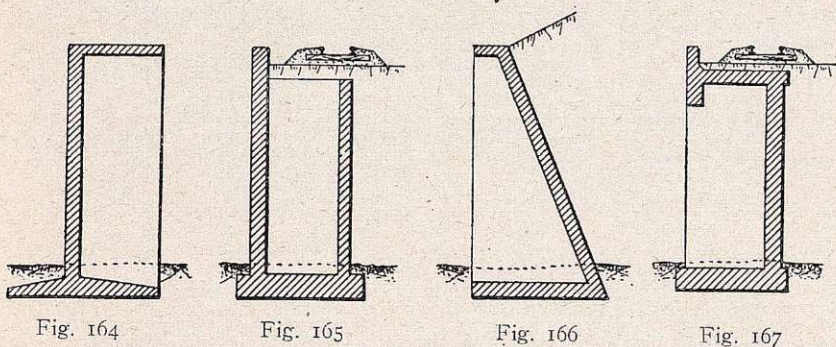
Figura 163.— Tiene las ventajas e inconvenientes de los dos tipos anteriores.

Debe emplearse, como lo propusimos al Canal de Isabel II, de Madrid, para los muros divisorios de los depósitos de agua, en los que las presiones pueden alternar en uno u otro paramento.

Muros en cajón.—En los Estados Unidos principalmente se han empleado disposiciones distintas, en las que los muros se transforman en verdaderos cajones.

Figuras 164 y 165.—En estos dos tipos el terraplén apoya sobre la solera, y ésta, como las paredes, trabaja a flexión.

Figuras 166 y 167.—Los muros aparecen al exterior como una serie de garitas o células, que en algunos casos podrán utilizarse.



Sin embargo, salvo la disposición de la figura 165, que, según luego veremos, es aplicable a muelles de puertos, no apreciamos las ventajas de estos tipos de muros sobre los que anteriormente examinamos, pues son más caros que aquéllos.

Muros sobre pilotes.—En las márgenes de los ríos o del mar, que suelen estar constituídas por arenas o gravillas socavables, es preferible construir los muros sobre pilotes de hormigón armado, que, además de constituir el cimiento del muro, se prolongan como pilares por encima del terreno, formando el entramado vertical del mismo.

También pueden adoptarse multitud de disposiciones, entre las que presentamos las tres más características:

Figura 168.—El muro está reducido a una simple pantalla vertical, que impide la invasión del terraplén.—Esta pantalla forma un tablero con la parte superior de los pilotes.—El vuelco de este tablero vertical está contenido por pilotes interiores, a los que se une por jabalcones y carreras horizontales.

También puede esta pantalla estar constituida por tablestacas de hormigón armado, según luego veremos en un ejemplo.

Figura 169.—Cuando el nivel de las aguas no baja de cierta altura, la pantalla no puede ejecutarse sino hasta dicho nivel. Se adopta entonces este tipo de muro, en el que la importancia del entramado aumenta y el de la pantalla disminuye.

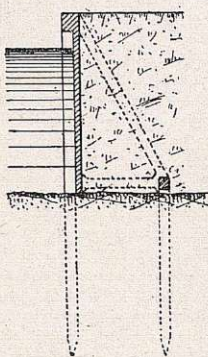


Fig. 168

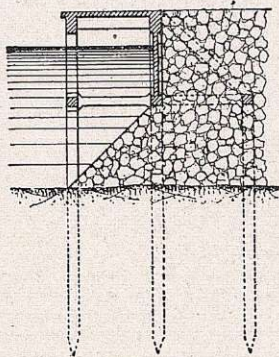


Fig. 169

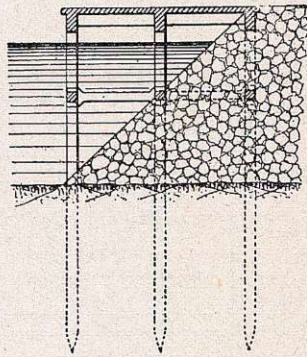


Fig. 170

Figura 170.—En este tipo la pantalla desaparece por completo. El muro está sustituido por un piso, que es el tablero del muelle que se calcula para la sobrecarga máxima que ha de llevar.

El terraplén debe sustituirse por escollera, que tiene menos talud, es menos socavable y cuyo pie no debe sobresalir de la primera fila de pilotes.

Muros mixtos de fábrica y hormigón armado.—Caben también multitud de disposiciones mixtas, con apoyos de fábrica y pantallas y pisos de hormigón armado.

Citaremos dos tipos de muros de esta clase:

El primero (figuras 171 y 172) es el aplicado para los muelles de Alfonso XIII, en la Corta de Tablada (Sevilla), cuyo aspecto, después de terminado, aparece en la figura 173 (1).

Las pilas se han hincado por aire comprimido. Sobre ellas se voltea una bóveda de hormigón. Para impedir la invasión del cau-

(1) Variación del cauce del Guadalquivir, ejecutada por la Junta de Obras del Puerto de Sevilla para mejorar su entrada y ampliar los servicios de carga y descarga, bajo la dirección del ingeniero jefe D. José Delgado.



ce por el terraplén se construyeron, en los paramentos interiores de las pilas, unas pantallas de hormigón armado.

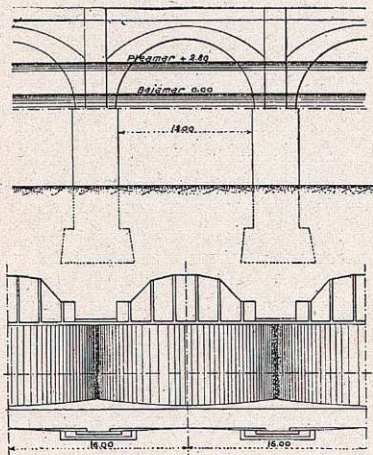


Fig. 171.—Muelle de la Corta de Tablada (Sevilla), llamado de Alfonso XIII

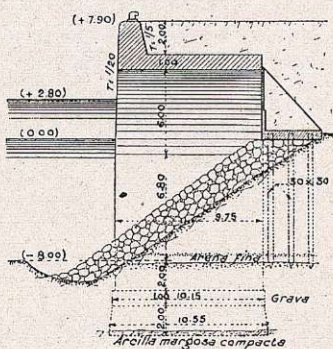


Fig. 172.—Sección del muelle Alfonso XIII, en Sevilla

En el puerto de El Havre (Francia) se están construyendo unos muelles, con la sección representada en la figura 174.

Los cimientos de las pilas, cimentados también por aire comprimido, tienen $13,15 \times 5$ m., y las bóvedas elípticas que sobre

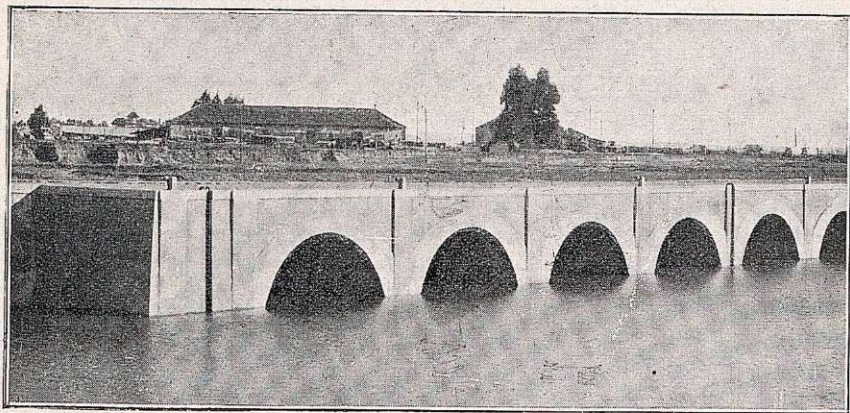


Fig. 173.—Muelle de Alfonso XIII, en la Corta de Tablada (Sevilla)



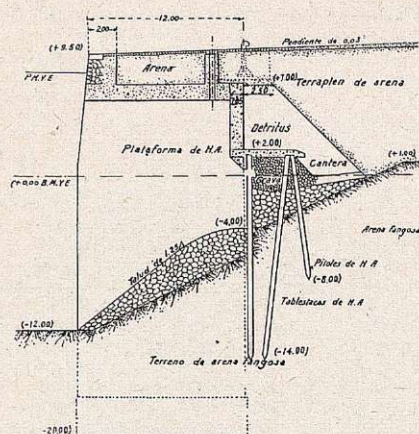


Fig. 174.—Nuevo muelle en el puerto del Havre

estos apoyos han de voltearse alcanzarán la luz de 20,18 metros, con 5,86 m. de flecha.

Salvo el paramento de los tímpanos, que es de mampostería, todo el resto de los muros es de hormigón en masa.

La pantalla de hormigón armado está constituida por dos partes: la inferior, por una pared de tablestacas; la superior, por un murete, apoyándose sobre una solera que descansa sobre dos filas de tablestacas y otras de pilotes más cortos.

Descripción de algunos muros de hormigón armado.

La figura 175 representa un pequeño muro de pie del tipo más sencillo y corriente, que permite reducir la base de un terraplén en una vía inferior.

Los contrafuertes se han dispuesto a 2 metros de distancia.

En la figura 176 croquizamos el muelle de Yarmouth, construido por el ingeniero Mr. Ravier, con su sistema de tablestacas de hormigón armado, que describiremos en el tomo II, al ocuparnos de los cimientos.

El muro queda reducido a una simple pantalla, constituida por pilotes-tablestacas, entre los que se colocan otras simples tablestacas.

Esta pared queda anclada al terreno por medio de una pequeña placa longitudinal unida a los nervios de

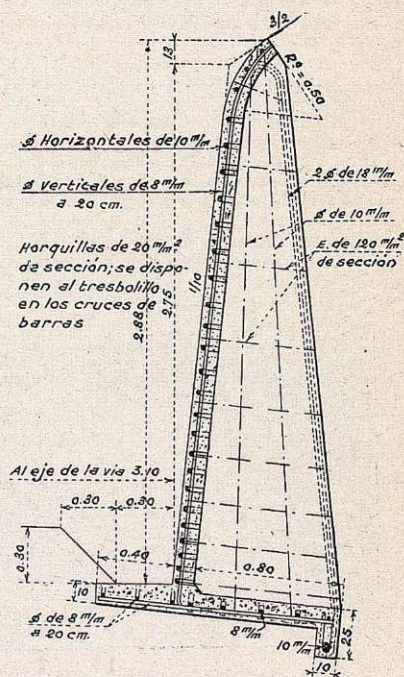


Fig. 175.—Muro de contención en un ferrocarril

los pilotes por tirantes y jabalcones, todo de hormigón armado.

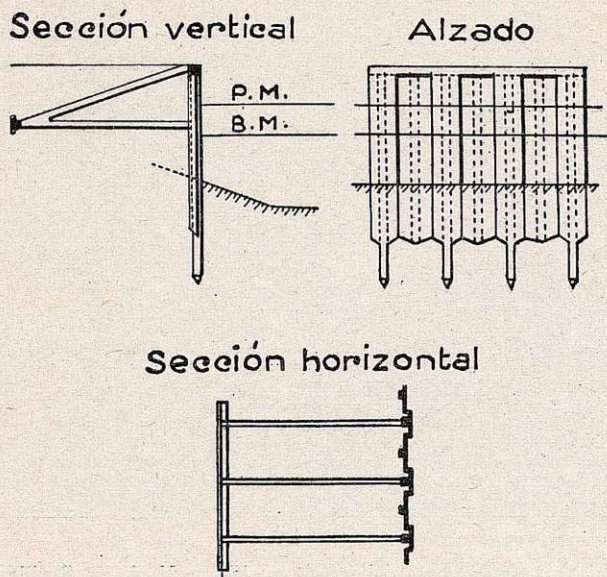


Fig. 176.—Muelle de Yarmouth

Para el puerto de Huelva, el ingeniero jefe D. Francisco Mon-

tenegro ha proyectado unos muelles-cajones de hormigón armado, que serán los mayores empleados hasta la fecha (1) y que se construirán en breve plazo (fig. 177).

Tendrán estos cajones 40 metros de longitud y 13 m. de ancho, pesando cada uno de ellos 2.388 toneladas.

Los dos compartimientos de cada cajón se rellenarán de

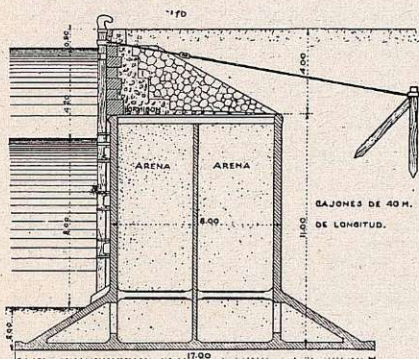


Fig. 177.—Muro proyectado para el puerto de Huelva

(1) Este tipo de cajones se ha empleado en el puerto de Rotterdam, con dimensiones en planta de $40 \times 9,60$ m. (*Cours de ports et travaux maritimes*, tomo II, pág. 169, par M. Benezit, Librairie de l'Enseignement Technique, París, 1922), y en el puerto de Kobe (Japón), con dimensiones en planta de $36,25 \times 10,35$ metros (*Revista de Obras Públicas* de 7 de marzo de 1912, pág. 117).

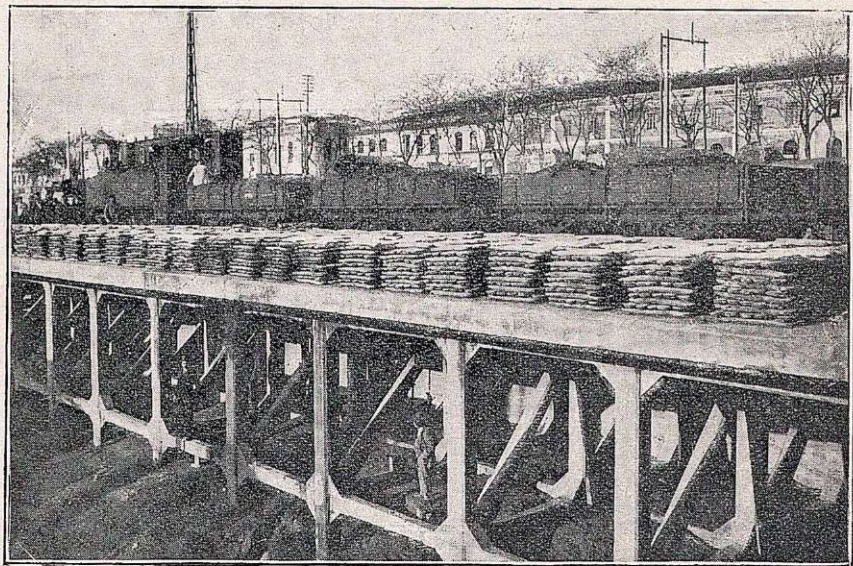


Fig. 178.—Pruebas del muelle de Nueva York, en Sevilla

arena, hasta 0,40 m. por debajo de su coronación, ejecutándose con hormigón el resto del muro (1).

Las figuras 178 y 179 representan una vista y los detalles constructivos del muelle llamado de Nueva York, que hemos construído en el Guadalquivir, junto a la Torre del Oro, de Sevilla.

Este muelle es del tipo de la figura 169, pág. 182, y lleva una pantalla en su parte interior, que permite reducir su ancho en un tramo.

Sufrió con gran éxito la prueba de una sobrecarga de 2.500 kilogramos por metro cuadrado, y, sobre todo, los choques de los grandes vapores que en él atracan y descargan, uno de los que quedó suspendido del muelle, sobre el que ejerció un esfuerzo muy superior a todas las hipótesis de cálculo. Este tipo de muro se ha empleado en otros muelles de Sevilla y Bilbao.

(1) *Muelles de fábrica sobre terrenos de escasa importancia*, por el Ingeniero D. Francisco Montenegro. *Revista de Obras Públicas* de 19 y 26 de enero y 2 de febrero de 1911, que reproduce un estudio completo de todos los tipos de muelles construídos en el puerto de Rotterdam, y número de 25 de abril de 1912, que contiene el estudio, detalles y cálculo de los cajones-bloques de hormigón armado.

Construcción de los muros de hormigón armado.—Estos muros, constituidos por paredes o cajones, tienen el inconveniente de que su ejecución exige establecer un doble molde vertical, que

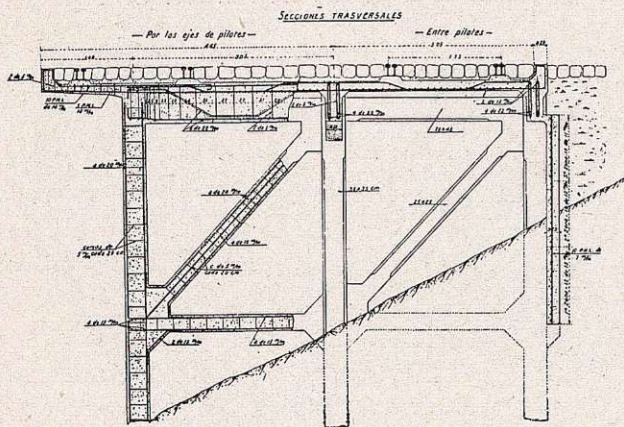


Fig. 179.—Detalles del muelle de Nueva York, en Sevilla

debe mantenerse rígido para resistir el apisonado del hormigón entre sus entablados.

En la figura 180 aparece el andamiaje y moldes que se necesitan para construir una pequeña pared de 3,40 m. de altura.

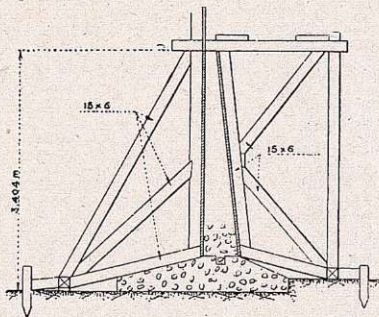


Fig. 180.—Moldes y andamios para una pared de H. A.

Tales andamios y moldes crecen muy sensiblemente en complicación y coste, a medida que su altura aumenta, por lo que los muros de hormigón armado no resultan económicos sino en casos muy especiales, y se emplean casi exclusivamente para muelles de

puertos o de rías, en que, por dificultades de cimentación o carestía de la piedra u otras causas, pueda convenir reducir los volúmenes y peso de las fábricas.

No consiguiéndose una diferencia sensible de coste serán pre-

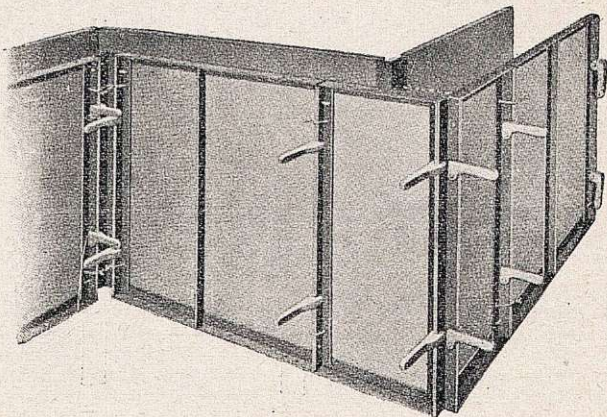


Fig. 181.—Moldes *Metaform*

feribles los muros de fábrica hidráulica, sobre todo si, como suele ocurrir en los terrenos quebrados, los desmontes de la línea dan piedra en abundancia.

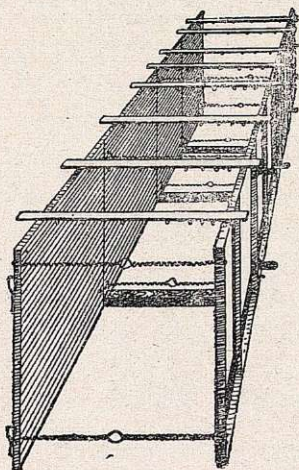


Fig. 182

Sin embargo, un nuevo sistema de moldes metálicos, llamado META-FORM, que empieza a extenderse, parece suprimir gran parte de los inconvenientes y gastos de los moldes de madera hasta ahora empleados.

Consiste en chapas de palastro (figura 181), a las que se da rigidez contorneándolas con pequeños angulares de acero. Se empalman las chapas unas con otras, por medio de unos sencillos cerrojos de fácil manejo. Los moldes se montan por hiladas de altura constante; tienen anchos variables y for-

mas apropiadas a la pared que ha de moldearse.



La verticalidad de estas chapas se mantiene con alambres que quedan dentro de la masa del hormigón y unas regletas con espigas que se apoyan sobre los cercos superiores de cada hilada (fig. 182) e impiden su movimiento durante el apisonado.

Como se ve, este sistema de moldeo de paredes verticales es un perfeccionamiento del empleado en la construcción de las antiquísimas paredes de tierra, llamado *tapiales*, que en varias de nuestras provincias se utilizan aún para toda clase de muros.

Los grandes cajones de hormigón armado, utilizados para la construcción de muelles, como los del puerto de Huelva, anteriormente citado, que han de tener grandes calados de agua, necesitan fabricarse en seco, en diques flotantes o varaderos.

Una vez construídas sus paredes hasta la altura necesaria para que puedan flotar por sí solos, se termina la elevación de las paredes y se les transporta, flotando, hasta el sitio en que han de fondearse, sobre el terreno previamente dragado y cuidadosamente enrasado.

Respecto a la fabricación e hincia de los pilotes de hormigón armado, cuya aplicación aumenta de día en día, merecen estudio detallado, que haremos en el *Tomo II.* — *Cimientos.*



TERCERA PARTE

PEQUEÑAS OBRAS

(Llamamos así a todas las que tienen menos de 10 m. de luz)

CAPITULO VIII. — Modelos oficiales para carreteras.

CAPITULO IX. — Pequeñas obras especiales.

CAPITULO X. — Pequeñas obras de hormigón armado.

CAPITULO XI. — Desagüe de las pequeñas obras.

CAPITULO XII. — Cimientos de las pequeñas obras.



FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

CAPITULO VIII

Modelos oficiales para carreteras

Conveniencia de los modelos de tipo corriente.—Modelos oficiales antiguos.—Error fundamental de los antiguos modelos.—Nuevos modelos oficiales.—Supresión de las obras altas.—Caños y tajeas.—Alcantarillas y pontones.—Grupos de pequeñas obras.—Supresión de las fábricas mixtas.—Morteros y hormigones.—Elección de las bóvedas.—Supresión de las contrarrosclas.—Elección de los muros.—Tímpanos e impostas.—Pretils.—Determinación de los espesores.

Conveniencia de los modelos de tipos corrientes.—En todos los encuentros de las vías de comunicación con los talwegs del terreno hay que dar paso a las aguas que se acumulan en ellos.

Deberán construirse, por lo tanto, un grandísimo número de pequeñas obras de desagüe, desde los caños y tajeas de 0,50 m. de luz, hasta los pontones de 8 y 9 m. de luz.

Cuando el terreno es accidentado, y el talweg tiene pendiente, hay que proyectar estas pequeñas obras a la *medida del terreno*.

Pero es más frecuente aún que el perfil del terreno sea sensiblemente horizontal en el talweg y sus inmediaciones.

Entonces, las pequeñas obras de desagüe, para luces y alturas determinadas, pueden ser semejantes y hasta completamente iguales.

Para todos estos casos se utilizan modelos generales, sancionados por larga experiencia.



Todos los países, y hasta muchas Compañías de ferrocarriles, tienen sus modelos oficiales de pequeñas obras, de tipos corrientes.

Modelos oficiales antiguos. —En España los tenemos desde el año 1861, en que fueron aprobados los primeros modelos oficiales de tajeas, alcantarillas y pontones.

Fueron proyectados por una Comisión de ingenieros, presidida por D. Lucio del Valle.

Reproducimos en las figuras 183 y 184, y como ejemplo, los modelos de alcantarilla números 54 y 62, ambos para 3 m. de luz y alturas de 2 y 6 m., respectivamente, y los modelos de pontones números 46 y 58, para 6 m. de luz y alturas de 4 y 10 m.

El criterio seguido en aquellos modelos fué de que, salvo en las tajeas, que podían cubrirse con alturas variables de terraplén, las alcantarillas y pontones debían tener siempre los cañones de sus bóvedas inmediatamente debajo de la plataforma, para reducir así su longitud al ancho de la vía.

Este criterio obliga a variar los modelos de cada obra y para cada luz, con las diferentes alturas de rasante, que son forzosamente variables.

De aquí la necesidad de multiplicar el número de modelos, hasta el punto de que aquella colección tiene:

62 modelos de tajeas y alcantarillas.

58 modelos de pontones.

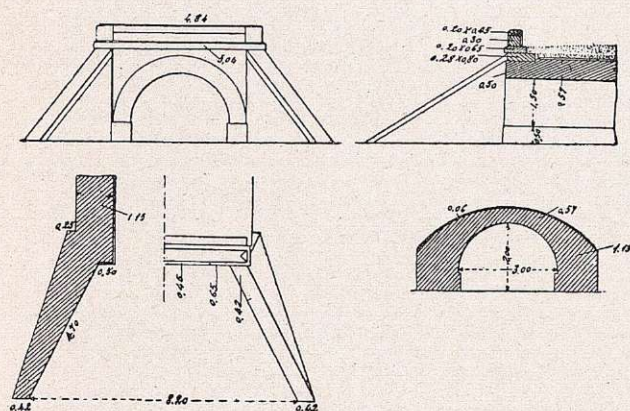
Total, 120 modelos.

Error fundamental de los antiguos modelos.—Pero no sólo esta multiplicidad de modelos complica la construcción, sino que la economía que se perseguía en estos modelos, reduciendo la longitud de sus bóvedas, *es sólo aparente*, ya que el aumento de volúmenes de los muros en *aia representa un gasto mucho mayor* que la economía de las bóvedas.

Para demostrarlo basta comparar los presupuestos de una *obra alta* y una *obra baja* de igual luz, representadas comparativamente en la figura 185, y se verá que estas últimas permiten una econo-



Alcantarilla mod^o n.º 54



Alcantarilla mod.^o n.^o 62

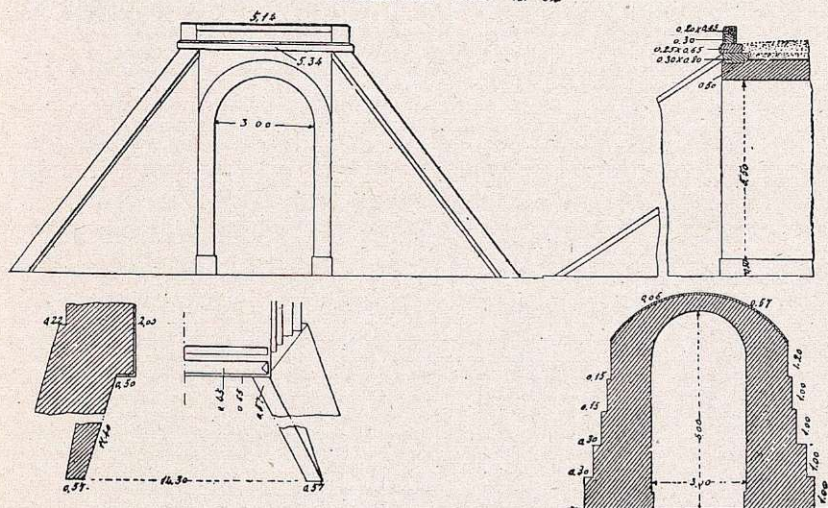
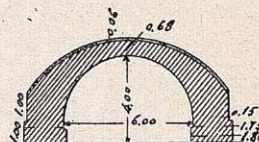
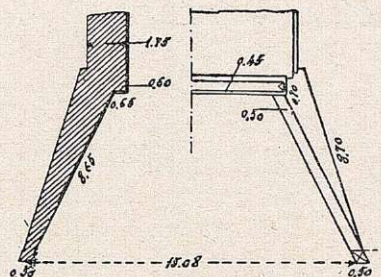
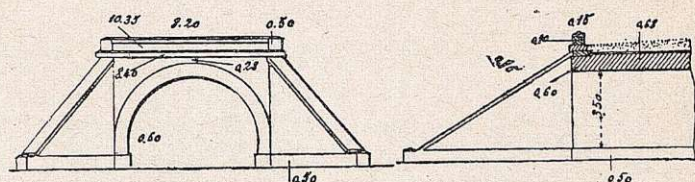
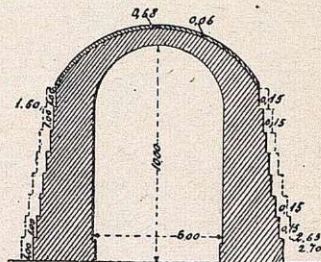
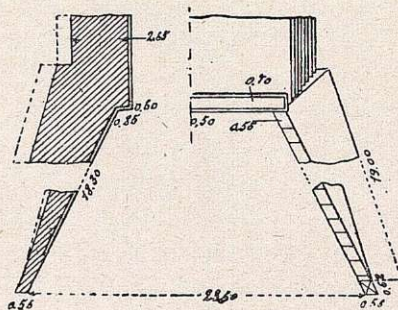
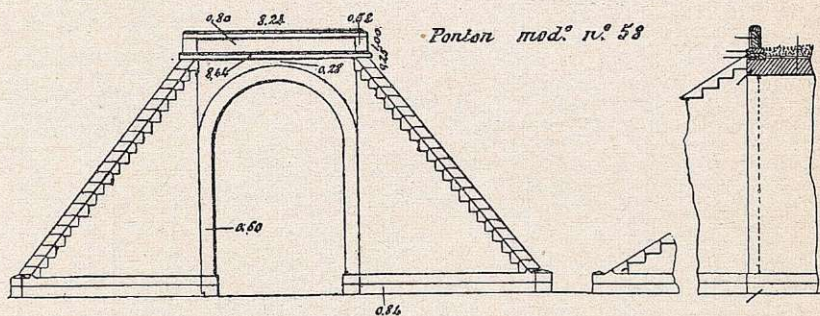


Fig. 183.—Modelos oficiales antiguos de las alcantarillas
tipos números 54 y 62

Pontón mod.º n.º 46*Pontón mod.º n.º 58*Fig. 184.—Modelos oficiales antiguos de los pontones
tipos números 46 y 58

mía que oscila entre el 20 y 50 por 100 (1). Ambas tienen el mismo *desagüe lineal*, que es lo que interesa para el *desagüe*.

No deben, pues, construirse pequeñas obras altas, sino para pasos inferiores de otros caminos.

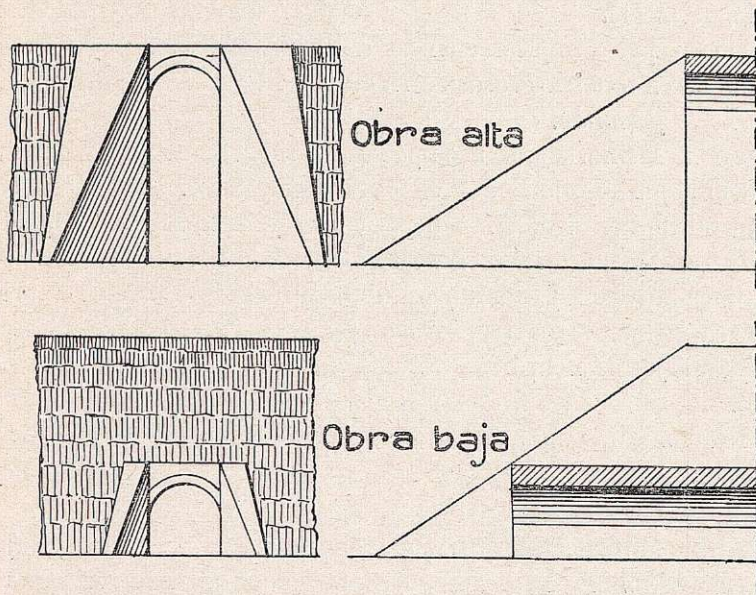


Fig. 185.—Comparación de una obra alta y una obra baja de igual luz

A este defecto de los antiguos modelos, que muchos ingenieros observaron, se añade la deficiencia de espesores de algunos muros en ala y el inconveniente de los ángulos de estribos y aletas, que, no sólo perturban el *desagüe* de las obras, sino que ocasionan otro aumento de coste innecesario, así como la sillería y fábricas mixtas, que también pueden suprimirse.

Nuevos modelos oficiales.—Comprendiéndolo así, la Direc-

(1) En la Memoria de los nuevos modelos, que reproducimos en el Apéndice núm. 3, hemos hecho el cálculo para los antiguos modelos de alcantarillas números 54 y 62 y los pontones números 46 y 58, cuyos dibujos se representan en las figuras 183 y 184. Para un ancho de carretera de 6 m. y precios unitarios corrientes, los presupuestos de las alcantarillas y pontones altos resultan ser de 12.072 y 49.017 pesetas, mientras que las obras bajas de igual *desagüe lineal* sólo costarían, respectivamente, 9.340 y 29.275 pesetas. Los alumnos han hecho cálculos análogos para todos los demás modelos; las diferencias son siempre semejantes.

ción general de Obras públicas me encomendó el estudio de nuevos modelos de estas pequeñas obras de fábrica.

Los presentamos en las láminas 1 a 20 del final de este tomo.

Fueron aprobados estos modelos por la Real orden de 6 de marzo de 1922 (1).

Deben, pues, emplearse en las *carreteras del Estado y Caminos vecinales*, en todos los casos corrientes *en los que las condiciones del terreno lo permitan*.

En la Memoria que acompañaba a nuestro Proyecto de estos modelos, que reproducimos en el Apéndice núm. 3 de este tomo, se justifican con detalle las disposiciones y dimensiones adoptadas.

En el Apéndice núm. 4 se reproducen asimismo las condiciones facultativas especiales para estas pequeñas obras de fábrica, que redactamos con arreglo a las opiniones que sobre los materiales y su ejecución hemos formulado en la Primera parte de este libro.

Resumiremos aquí las características esenciales de los nuevos modelos.

Supresión de las obras altas.—Así como en caños y tajeas era ya costumbre no darles más altura que la necesaria para el desagüe lineal, se procederá con igual criterio en los nuevos modelos de alcantarillas y pontones.

(1) Dicha Orden dice textualmente:

Dirección general de Obras públicas
Carreteras.—Construcción

S. M. el Rey (q. D. g.), conformándose con lo propuesto por esta Dirección general, y de acuerdo con el dictamen de la Sección 1.^a del Consejo de Obras públicas, ha tenido a bien aprobar la colección de modelos de pequeñas obras de fábrica para carreteras contenida en el proyecto suscrito por V. S. en 31 de octubre del pasado año, y al mismo tiempo estima conveniente se manifieste a V. S. la satisfacción con que se ha visto su trabajo, tanto por la perfección con que se ha hecho como por lo práctico que ha de resultar en la redacción de proyectos de carreteras.

De orden del Sr. Ministro lo digo a V. S. para su conocimiento y demás efectos.

Dios guarde a V. S. muchos años.

Madrid, 6 de marzo de 1922.

El director general,
A. Valenciano

Sr. Ingeniero jefe, D. J. Eugenio Ribera.



Cuando la cota de terraplén sea superior a la altura del modelo escogido, se prolongará el cañón de la obra, como se hacía antes con las tajeas.

Si las cotas del terraplén exceden de cierta altura, se aumentan los espesores de bóvedas y estribos de alcantarillas y pontones, con los escalones acotados en los planos de cada modelo, como se indica en la figura 186.

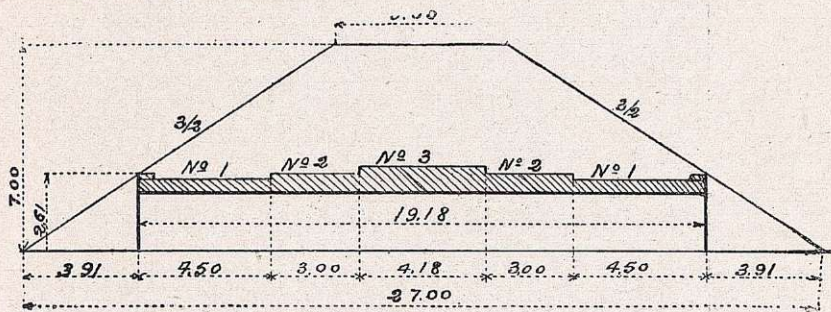


Fig. 186.—Bóveda escalonada para altos terraplenes

Caños y tajeas.—Los caños y tajeas no necesitan, en general, aumento de espesores, cualquiera que sea la altura de sus terraplenes.

Los caños (lámina 1) son todos de sección circular, de 0,60 y 0,80 m. de luz, que se construirán *in situ* (art. R).

Cuando lo necesiten se reforzarán los tubos con armaduras de redondos de acero, que podrán ser directrices de 8 mm. a 0,10 m., arriostrados por generatrices de 6 mm. a igual distancia, atados entre sí con alambre recocido.

Hay modelos de tajeas de 0,50, de 0,75 y de 1 m. de luz, para alturas de estas mismas dimensiones (láminas 2 y 3).

Se cubren las tajeas con losas de tapa, que pueden ser de piedra natural o artificial, o con bovedillas rebajadas al 1/5 o de medio punto.

Pueden también agruparse dos o más caños y tajeas iguales (figura 187). Todas ellas llevan aletas normales al eje de la vía.

Alcantarillas y pontones (láminas 4 a 20).

Hay cinco modelos de alcantarillas de 2 y 3 m., y 13 modelos de pontones de 4 a 8,50 m. de luz.



Para pequeñas alturas de terraplén se han proyectado bóvedas rebajadas al 1/5.

Cuando la cota de terraplén lo permita deben aplicarse los modelos con bóvedas de medio punto.

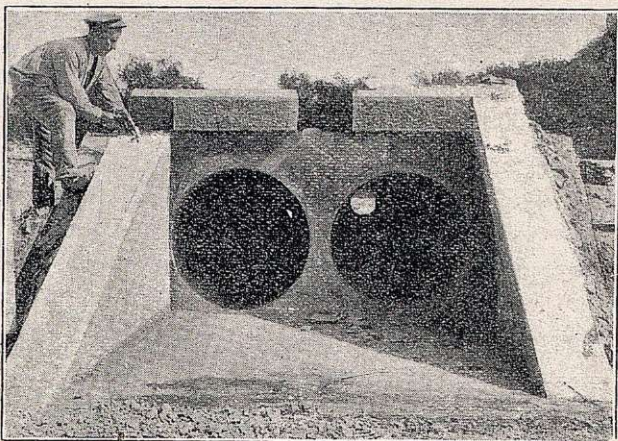


Fig. 187.—Grupo de caños

Grupos de pequeñas obras.—No sólo los caños y tajeas, sino las alcantarillas y pontones, podrán adosarse formando grupos de dos o más desagües (figs. 188 y 189), pues se favorece más

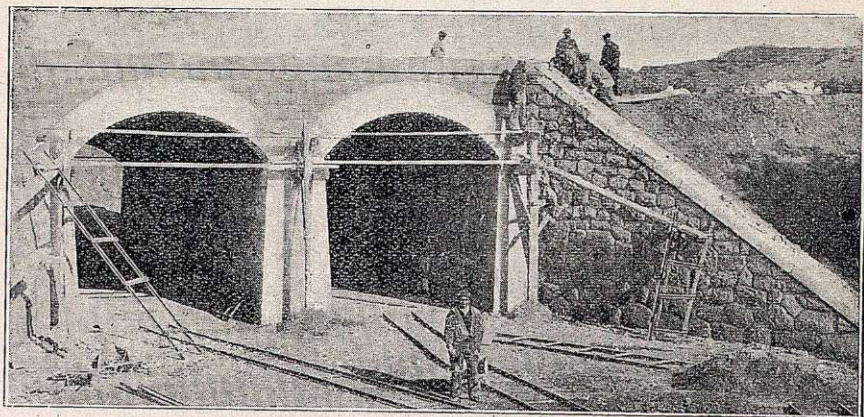


Fig. 188.—Grupo de alcantarillas

la capacidad de desagüe aumentando el *desagüe lineal* de las obras, que el desagüe superficial.

A este efecto, todos los modelos están estudiados en los planos para poderse agrupar.

Por esta razón, aun cuando el número de los nuevos modelos de estas pequeñas obras es, en apariencia, inferior a los 120 de la

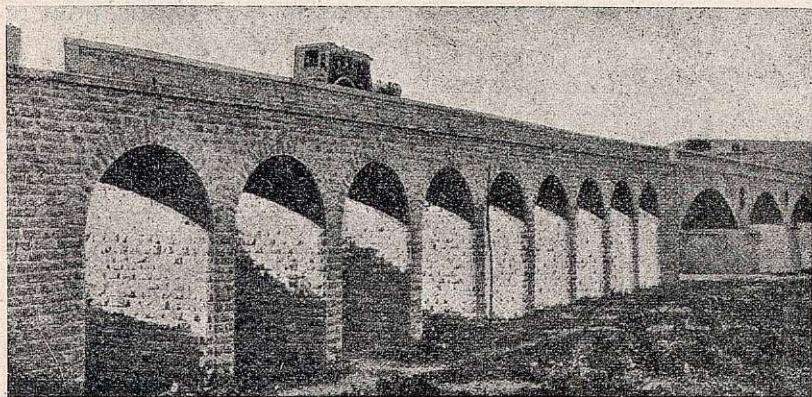


Fig. 189.—Grupo de pontones

colección antigua, pueden, por de pronto, servir para las obras dobles, y, además, las alcantarillas y pontones de medio punto están proyectados para varias alturas de terraplén.

En esta nueva colección tenemos, pues, en realidad:

4	modelos de caños.
16	— de tajeas.
39	— de alcantarillas.
88	— de pontones.

—
Total, 147 modelos.

Resumamos las características de los nuevos modelos:

Supresión de las fábricas mixtas.—Es tradicional y muy frecuente el empleo de fábricas mixtas en las obras de desagüe, en las que se proyectan de sillería o sillarejo los frentes de bóvedas, zócalos de estribos y aletas, coronaciones e impostas de aletas

y tímpanos, y también es frecuente alternar las mamposterías, hormigones o ladrillo para el cuerpo de bóvedas y los macizos de apoyo o contención.

Con los morteros de cemento, que preconizamos, estas fábricas mixtas no tienen el inconveniente de la desigualdad de asientos, que a veces quebrantan las obras (1), ya que con estos morteros no sufren asientos sensibles.

Pero si en los puentes puede convenir, por motivos de decora-

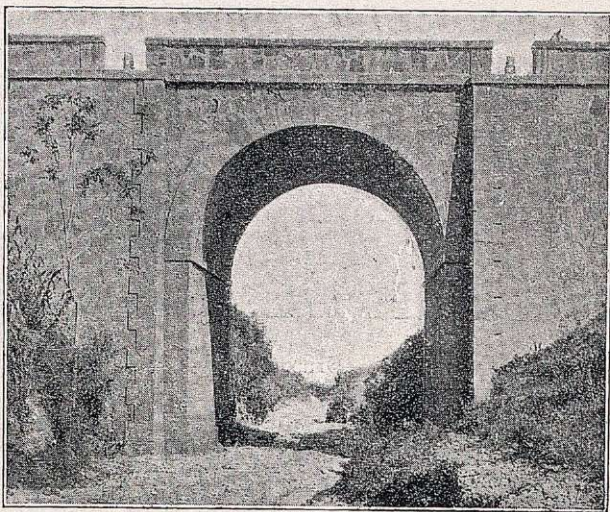


Fig. 190.—Pontón casi invisible para el transeúnte.

ción y aspecto, recurrir al empleo de la sillería y de las fábricas mixtas, en las pequeñas obras de desagüe, *que sólo han de ser vistas por los camineros* (fig. 190), deben suprimirse todas las fábricas caras y superfluas.

En cambio, es racional aumentar las dosificaciones de los morteros, con arreglo a la clase e intensidad de los esfuerzos a que es-

(1) Un ejemplo de este defecto es lo ocurrido en el puente del ferrocarril del Norte, sobre el río Manzanares, llamado de los Franceses, en el que por la desigualdad de asientos del mortero de cal empleado se han separado los frentes de sillería del cañón de ladrillo de las bóvedas, obligando a la Compañía del Norte a reconstruir esas bóvedas con hormigón hidráulico, en plena explotación, con el gasto y trabas consiguientes.



tán sometidas las diferentes partes de la obra, tendiendo así a obtener monolitos de igual resistencia.

Para ello se especifican dosificaciones variables para los morteros y hormigones.

Morteros y hormigones.—De conformidad con lo que dijimos en la Primera parte de este libro, en las Condiciones facultativas se exige que todas estas obras se ejecuten con morteros de portland, y en sus artículos J y K se detallan las dosificaciones de morteros y hormigones, que son, en resumen:

Morteros: De 200 kgs. portland por metro cúbico de arena, para fábricas de cimientos, estribos, pilas, muros y tímpanos; de 300 kgs., para bóvedas y rejuntados.

Hormigones: De 200 kgs. portland por 0,500 y 1,000 metros cúbicos de arena y grava, para cimientos, pilas, muros y tímpanos; de 300 kgs. portland, para bóvedas; de 400, para caños, losas e impostas.

Se construirán (art. C) los caños de hormigón, y las demás obras de mampostería preferentemente, pudiendo sustituirse ésta por hormigón.

No se empleará más sillería, natural o artificial, que en losas de tapa para tajeas y en impostas de tímpanos.

No se recurrirá al empleo del ladrillo sino cuando el de las mamposterías u hormigón resulte económicamente imposible.

Elección de las bóvedas.—Sólo hemos proyectado bóvedas de medio punto y arcos escarzanos, rebajados a $1/5$, destinándose éstos a los terraplenes de altura reducida.

También hemos tanteado bóvedas parabólicas (fig. 191) y elípticas peraltadas, que aparentemente debían resistir el peso de terraplenes de gran altura.

Pero no las proponemos porque su cálculo estático nos ha producido curvas de presiones más excéntricas que las obtenidas con bóvedas de medio punto de igual luz (1).

La fábrica que ha de constituir estas bóvedas será, indistinta-

(1) Sabemos de varios casos de alcantarillas con bóvedas parabólicas que se aplastaron bajo la presión de los terraplenes.



mente: hormigón, mampostería en bancos (llamada muchas veces rajuela), o ladrillo, en último caso.

Todo el cañón de las bóvedas se construirá con el mismo material, incluso en los paramentos, de manera a formar un monolito continuo y homogéneo.

Por esta razón suprimimos una disposición que consideramos viciosa.

Es frecuente, casi general, que los frentes de las bóvedas en los

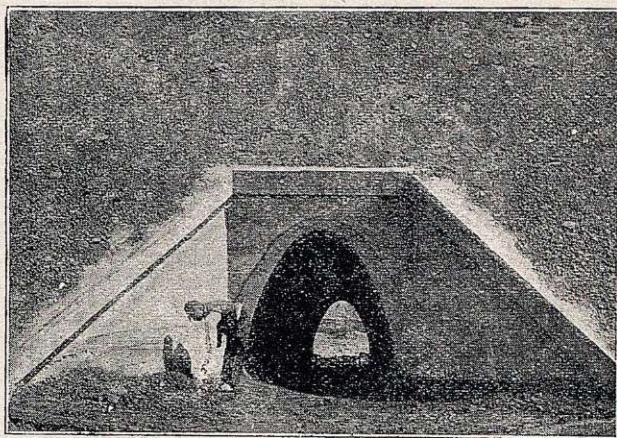


Fig. 191.—Alcantarilla con bóveda parabólica

paramentos se ejecuten con espesor uniforme, mientras que, entre los tímpanos, se trasdosan estas bóvedas con los espesores crecientes de la clave a los arranques que demandan las curvas de presiones.

Al ejecutarse todo el cañón de la bóveda con igual material aparecerán, pues, sus frentes con todo su espesor. No hay razón estética que aconseje disimularlo.

Supresión de las chapas o contrarrosas.—Designanse así unos enlucidos de 2 a 5 cm. de grueso, ejecutados con mortero, con hormigón fino y a veces hasta con asfalto, con los que tradicionalmente viene defendiéndose el trasdós de las bóvedas contra

las filtraciones de agua que, a través de los terraplenes, penetran en las juntas del dovelaje.

Pero esta precaución, que era conveniente cuando las bóvedas se construían con morteros de cal grasa, resulta superflua empleando morteros hidráulicos, que por su rápido endurecimiento no pueden ser arrastrados ni disueltos por las filtraciones.

Y como estas chapas tampoco contribuyen a su resistencia, proponemos suprimirlas, tanto más, que los huecos que queden en la fábrica se colmatarán muy pronto.

En los grupos de varias luces habrá que dejar en la intersección de las semi-bóvedas contiguas unos drenajes de piedra, que se desaguarán por mechinales, a través del arranque de los arcos.

Elección de los muros.—Pueden los terraplenes de estas obras estar sostenidos por muros en vuelta o en ala, de forma e inclinación variables, como hemos visto en la figura 144 (página 158).

Hemos perseguido la disposición más económica para los casos corrientes, pues claro está que algunos perfiles transversales exigen muros de formas variadas y hasta desiguales (fig. 145, página 159).

De minuciosos estudios comparativos que hemos hecho al efecto, resulta que la disposición más económica es la que proponemos.

La característica de estos muros en ala consiste en que sus paramentos interiores son verticales y, además, normales al eje del camino.

Sus coronaciones a lo largo del terraplén tienen un espesor constante de 0,30 m. para los caños y tajeas núm. 1, de 0,40 m. para las demás tajeas y las alcantarillas, y de 0,50 m. en los pontones.

El talud exterior de estas aletas será el necesario para su estabilidad, y así resulta que en alcantarillas y pontones tienen sus bases cierta inclinación respecto a los paramentos de la obra, que favorece la entrada y salida de las aguas.

Con los paramentos interiores normales al eje del camino, el empuje de los terraplenes es menor que si fuesen oblicuos.



El talud exterior de los muros reduce sus espesores, para igual estabilidad.

Estos muros se construirán de mampostería, de hormigón ciclópeo o de ladrillo.

Con arreglo al criterio de reducir las fábricas mixtas, suprimimos los zócalos y las coronaciones de sillería que solían darse a estas obras. Bastará disponer los mampuestos en sentido normal a los paramentos, y, si fueran de ladrillo, construyendo estas cornisas a sardinel.

Tímpanos e impostas.—Simplificamos los tímpanos cuanto sea posible.

Por de pronto, reducimos su altura a lo indispensable, haciendo que el trasdós de la bóveda sea tangente a la imposta (1).

El paramento interior de estos tímpanos también se proyecta vertical, y sus espesores, proporcionales a su altura.

En cuanto a las impostas, única pieza de sillería o piedra artificial que proyectamos, tendrá espesores de 0,20 m. en tajeas y alcantarillas, y 0,25 m. en pontones, con los tizones indispensables.

Pretilos.—No proyectamos pretilos para estos modelos por considerarlos como obras accesorias, cuyas dimensiones y materiales pueden variar mucho con las circunstancias locales, la altura de la obra y los obreros de que se disponga.

Determinación de los espesores.—El exclusivo empleo de morteros de cemento y la supresión de las fábricas mixtas, que propuse para estas pequeñas obras de fábrica, al permitir mayores coeficientes de trabajo, parecía llevar consigo una sensible reducción en sus dimensiones, con la consiguiente economía.

Parece efectivamente poco racional que se adopten en estas fábricas coeficientes de seguridad de 8 y hasta de 10, siendo así que en obras metálicas o de hormigón armado no exceden de 4.

(1) Muchos ingenieros creen necesario interponer entre el firme o el balasto y las bóvedas una capa de terraplén que haga de colchón repartidor. Es una de tantas opiniones tradicionales, que considero sin fundamento, ya que el firme o el balasto se bastan para repartir las presiones sobre el terraplén consolidado.



Pero deben tenerse presentes tres circunstancias:

a) En primer lugar, pongámonos en la realidad y recuérdese que estas pequeñas obras *se ejecutan al principio de los trabajos* y en sitios donde la vigilancia es más difícil y, por ende, menos frecuente. Es prácticamente difícil inspeccionar en ellas la elección de materiales y su mano de obra.

Precisan, pues, estas obras tener *un margen de seguridad mayor* que, por ejemplo, para un puente, en que la inspección puede ser permanente.

b) Las dimensiones de estas obras necesitan *un mínimo práctico* para su ejecución, y, además, no basta que resistan sus elementos; es necesario que sean *estables*. La estabilidad exige también gruesos mínimos en bóvedas, y sobre todo en muros.

c) Por último, debemos reconocer que, a pesar de los indiscutibles progresos de la mecánica, no existen procedimientos exactos de cálculo para fijar las dimensiones de aquellos elementos.

Algunos Ingenieros presumen de aproximarse a la verdad aplicando la teoría elástica; pero *¿de qué sirve la investigación laboriosa de los decimales, si no hay seguridad en las hipótesis, es decir, en las unidades?*

Pretender que las bóvedas y muros de mampostería trabajen como sólidos, homogéneos y elásticos; que los terraplenes empujen como prismas, que la cohesión y el rozamiento de las tierras se sometan a hipótesis elegantes y a leyes matemáticas, parecenme ilusiones de cerebros alucinados por las especulaciones científicas.

Yo también padecí algún tanto esa jactancia, y hasta procuré en el caso presente obtener reducción de dimensiones merced a las teorías modernas.

Pero cuando observé que las fórmulas que establecí me daban, a pesar de sus muchas integrales, resultados absurdos, hube de renunciar a pretenciosas innovaciones, que sería peligroso aplicar a estas pequeñas obras, sometidas a iguales o mayores esfuerzos que los grandes puentes. — Recordemos, en efecto, que además de las sobrecargas corrientes pueden estar sometidas a las enormes presiones verticales y empujes laterales de grandes terraplenes, cuyas leyes exactas casi desconocemos, porque ni pueden escogerse las tierras que los constituyen, ni puede, sobre todo, preverse ni regla-



mentarse su *régimen de humedad*, que tanto influye en su cohesión y rozamiento.

Así es que, después de laboriosas y estériles tentativas, me decidí a renunciar a todos los cálculos fundados en hipótesis de dudosa exactitud.

He preferido recurrir una vez más a la experiencia, que es la más segura de todas las hipótesis, el verdadero fundamento del arte de la construcción y, según afirma Poincaré, "*el manantial único de la verdad*" (1).

En el capítulo IV del Apéndice número 3 de este libro se detallan las reglas prácticas y las fórmulas empíricas que hemos aplicado para determinar los espesores de caños, tajeas, bóvedas, estribos, pilas, tímpanos y aletas.

Asimismo justificamos los aumentos que deben darse a bóvedas y estribos cuando sobre las obras pequeñas pesan altos terraplenes.

Pueden aplicarse esas reglas y fórmulas, que considero inútil reproducir aquí, a los proyectos especiales de pequeñas obras cuando los modelos oficiales, que acabamos de examinar, no puedan ajustarse al terreno.

(1) *La science et l'hypothese*, por Henri Poincaré. París, 1912, pág. 167.



CAPITULO IX

Pequeñas obras especiales

Badenes.—Tubos de cerámica.—Tubos de fundición.—Tubos de mortero de cemento.—Tajeas en ferrocarriles.—Alcantarillas y pontones en ferrocarriles.—Obras en terrenos inclinados.—Obras oblicuas.—Sifones.

Badenes.—En países de gran sequedad, como en nuestras provincias de Levante y Andalucía, hay multitud de cauces llamados *ramblas*, que quedan secos la mayor parte del año y que, en cambio, cuando llueve torrencialmente, llevan grandes caudales de agua, que arrastran a su vez arenas y gravas.

Para ahorrarse la construcción de obras de desagüe, a veces de gran longitud, puede establecerse el pavimento del camino sobre la misma rambla, de manera que las aguas y arrastres del cauce pasen por encima, en lugar de desaguar por debajo como en las obras corrientes.

Pero para que no sufran constantes degradaciones estos trozos de caminos, que se llaman *badenes*, se precisa consolidar fuertemente su superficie, empedrándolos con adoquines sentados en seco, o con mortero, según la violencia de la corriente de agua.

Debe darse, además, a la rasante de la vía una forma convexa adaptada al cauce de la rambla, si bien reduciendo las pendientes de acceso y rampa de salida cuanto sea posible.

Hoy, sobre todo, que se están generalizando los vehículos auto-



móviles, estos badenes debieran suprimirse; pero cuando no sea posible, por carecer de recursos suficientes, deben mejorarse sus accesos y pasos, para evitar los accidentes a que dan lugar con frecuencia.

Tubos de cerámica.— Cuando las corrientes de agua son de muy escaso caudal, pueden sustituirse los caños de hormigón por tubos de barro o de gres.

Los tubos de barro no deben emplearse en diámetros superiores a 20 y 25 cm.; para diámetros de 0,30 y 0,40 debe recurrirse al gres.

Los tubos de barro se fabrican en todas las tejas, y cuando se emplean para caños deben escogerse vidriados por el interior y de un grueso de 2 cm.

Hay fábricas de tubos de gres en Barcelona, Bilbao, Palencia y La Felguera.

Deben sentarse en obra con cuidado sobre una cama de arena apisonada y se los debe envolver con otra capa de tierra compacta para impedir que al paso de los vehículos no se apoyen sobre ellos piedras duras que pueden romperlos.

Cuando las rasantes de los terraplenes son muy pequeñas, pueden disponerse filas de dos o más tubos.

Las uniones de estos tubos deben hacerse con mortero de cemento de 1 X 3, bien comprimido.

Si no se dispone más que de tubos de barro de escasa resistencia, se envuelven estos tubos dentro de una capa de hormigón, con un grueso de unos 10 cm., por fuera de los tubos.

Este hormigón puede formarse con una mezcla de 200 kgs. de cemento portland y 0,500 y 1 m³ de arena y gravilla.

Tubos de fundición.— También pueden emplearse para caños los tubos de fundición de los que se destinan a las conducciones de agua; pero resultan demasiado caros, por lo que sólo se utilizan en casos excepcionales.

Tubos de mortero de cemento.— En todas las poblaciones



de alguna importancia hay fábricas de tubos circulares u ovoides con mortero de cemento (fig. 192).

Para tubos circulares, las dimensiones empleadas por la Compañía de los Ferrocarriles del Norte de Francia son:

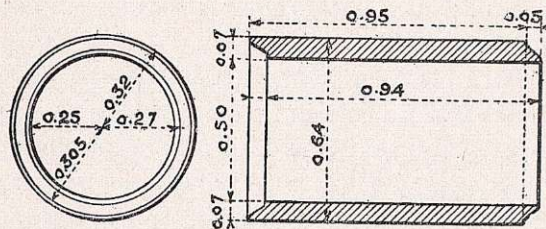


Fig. 192.—Tubos de cemento

<i>Diámetros</i>	<i>Espesores</i>
0,20	0,030
0,25	0,035
0,30	0,040
0,40	0,050
0,50	0,070
0,60	0,090

En los frentes de los tubos de 0,60 a 1 m. deben añadirse aletas, tímpanos e impostas iguales a las de los caños oficiales.—En los tubos de menor diámetro es más barato prolongarlos hasta que sobresalgan del terraplén.

Si los transportes de estos tubos resultan económicos, pueden sustituir a los caños de hormigón, y si han de estar sometidos a grandes presiones, se refuerzan con una envolvente de hormigón en masa, o, mejor aún, con una armadura metálica, como hemos visto que puede adicionarse a los caños.

Se empalman los trozos, que suelen ser de 1 m., tomando con mortero de portland sus extremos, que conviene biselar en la forma de la figura 192, que es un tubo muy empleado por las Compañías de ferrocarriles.

A pesar de las precauciones que se tomen para el asiento de los tubos, serán siempre menos estables y seguros que los caños de hormigón contruídos *in situ*, con las dimensiones de los modelos oficiales descritos en el capítulo anterior.

Deberán éstos preferirse, si no hubiese sensible diferencia de coste.

Este depende de los materiales, personal y medios de transporte de que se disponga.

No deben ponerse tubos fabricados sin estar seguros de su calidad y resistencia.

Para presiones pequeñas, la dosificación del mortero puede ser de 400 kgs. de portland por metro cúbico de arena; para presiones mayores, debe exigirse dosificaciones de 500 y hasta de 600 kgs.

Existen ya fábricas de tubos de *mortero centrifugado*, que pueden aún reforzarse con armaduras en espiral, de gran resistencia e impermeabilidad, con menores espesores que los tubos fabricados con moldes ordinarios.

Su gran ligereza y el reducido coste a que pueden fabricarse permitirá seguramente emplearlos con ventaja en muchos casos.

En San Fernando (provincia de Madrid) se ha establecido una fábrica de tubos de esta clase.

Tajeas en ferrocarriles.— Para terraplenes de altura inferior a 1 m., los constructores de ferrocarriles solían suprimir la losa o la bóveda de la tajea, empleando lo que se llama *tajea abierta*.

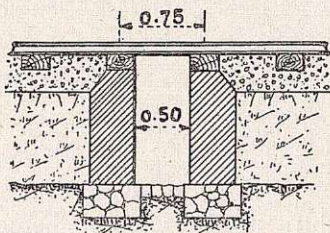


Fig. 193.—Tajea abierta

Está constituida (fig. 193) por dos estribos terminados en aletas rectas; sobre la coronación del estribo se apoyan directamente las traviesas que sostienen los carriles.

Se emplea pocas veces esta disposición, a pesar de su economía, pues las locomotoras, al encontrar estos vanos, que son una solución de continuidad en el balasto de la vía, producen un pequeño choque sobre los carriles, que pone en peligro su sujeción a las traviesas, lo que obliga a vigilar éstas y puede ocasionar descarrilamientos.

Deben sustituirse estas tajeas abiertas por tubos, caños o tajeas con losas y pueden emplearse los mismos modelos para carreteras descritos en el capítulo anterior, sin aumentos de espesor.

Alcantarillas y pontones en ferrocarriles.— También para las alcantarillas y pontones de ferrocarriles pueden utilizarse



los modelos de las pequeñas obras para carreteras; pero los espesores en la clave de las bóvedas deberán aumentarse en 12 por 100 para los ferrocarriles de vía estrecha y en 25 por 100 para los de vía ancha (1).

Los espesores de las bóvedas en los riñones y de los estribos y tímpanos deben aumentarse en las mismas proporciones.

Las aletas no necesitan variación.

Los pretiles de fábrica, que se emplean en carreteras, deben sustituirse por barandillas metálicas ligeras, ya que por esas obras sólo deben circular los obreros de la vía.

Cuando las bóvedas de las alcantarillas y pontones alcancen el balasto, puede obtenerse alguna economía reduciendo el ancho de las bóvedas a la longitud de las traviesas o poco más, disponiendo ligeros andenes en voladizo, y hasta pudieran éstos suprimirse, dada la pequeña longitud de esas obras y la escasa circulación de peatones.

Así, por ejemplo, en nuestro modelo número 1 de pontón de 4 metros de luz bastaría un ancho de bóveda de 2,5 m. para ferrocarril de vía ancha y de 2 m. para el de vía de 1 m. (fig. 194).

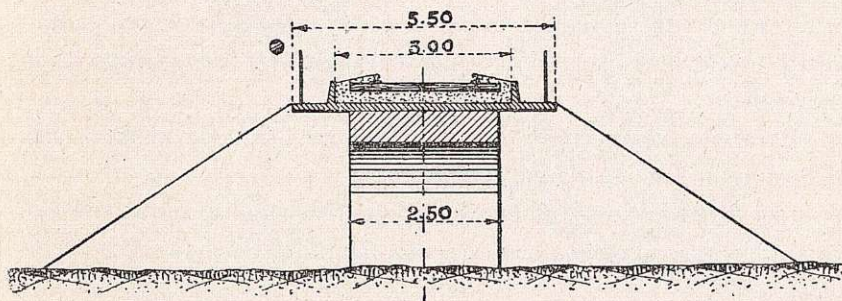


Fig. 194.—Estrechamiento de las bóvedas

Sobre los tímpanos podría apoyarse un forjado de hormigón armado en voladizo, en el que se empotrarían los dos tabiquillos de contención del balasto.

Se ahorrarían así la mitad, aproximadamente, de bóvedas, estribos, pilas (en el caso en que sea un grupo de pontones) y cimientos de estos apoyos; la economía sería mayor que el suplemento de

(1) Es la proporción muy aproximada que deducimos de las fórmulas y tablas de Sejourné: *Grandes voutes*, tomo VI, pág. 174.

obra de los voladizos y el pequeño aumento de los muros en ala o en vuelta, y, sobre todo, sensible en los grupos de varias obras pequeñas.

¿Por qué, pues, han de hacerse estas obras con todo el ancho de la explanación, como se hace casi siempre?

La tradición y la rutina no son razones suficientes para que las respetemos.

Obras pequeñas en terrenos inclinados.— En las regiones montañosas de gran inclinación no deben aplicarse los modelos corrientes.

Como hemos dicho ya al ocuparnos de los muros, no valen los trajes *hechos*; hay que construir las obras *a la medida*.

Es decir, que cada obra debe proyectarse para el terreno y para la corriente de agua, y no empeñarse en amoldar la ladera y los cauces a tipos determinados.

Sería absurdo no aprovechar la pendiente del talweg, que facilita el desagüe, pues que con obras de menor luz daremos paso a mucho mayores caudales.

Pero hay que defender entonces el terreno natural comprendido entre los estribos, para evitar su socavación por la velocidad de la corriente.

Para ello, se reviste el terreno con una solera de mampostería u hormigón, que se llama *zampeado*.

Las disposiciones que pueden adoptarse para las obras son tan variadas como los casos que se presentan. Citaremos algunos ejemplos.

Las figuras 195 y 196 son tajeas de losas. — Cuando la inclinación excede de 30°, hay que escalonar las losas, para que no empujen unas a otras.

Algunos Ingenieros escalonan también los zampeados, para que las aguas caigan por cascadas sucesivas. — Es una disposición viciosa, porque cuesta más cara, anula las ventajas de la pendiente para los efectos del desagüe y provoca aterramientos en esos escalones, difíciles de limpiar y hasta de visitar.

En lugar de tajeas escalonadas es preferible en estos casos em-



plear tubos de hormigón; con pequeños diámetros se obtienen grandes desagües (1).

Las figuras 197 y 198 representan una alcantarilla y un pontón, de 2 y 5 m. de luz, respectivamente, para la carretera transpirenaica de Esterri a Viella (2).

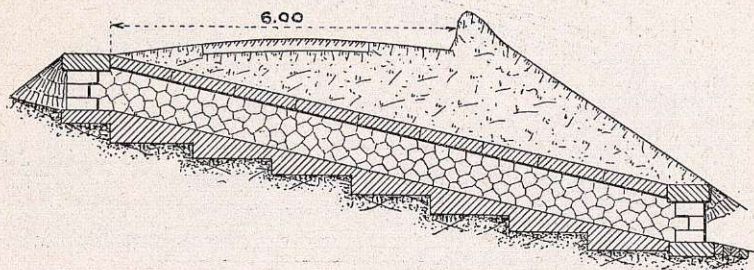


Fig. 195.—Tajea inclinada

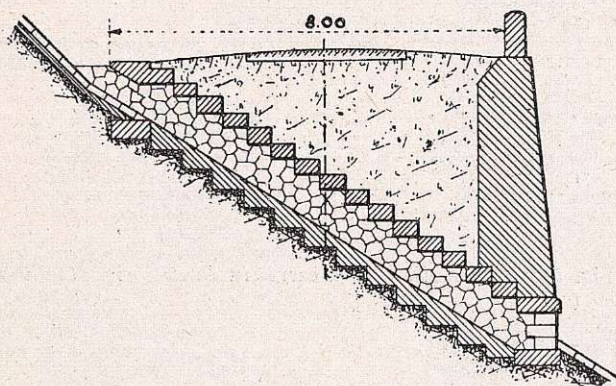


Fig. 196.—Tajea escalonada

Este último pontón ofrece la particularidad de que está defendido contra las avalanchas de nieve por una bóveda en tranquil, apoyada por medio de un arco sobre los estribos del pontón.

(1) En el Apéndice núm. 3, capítulo III, insertamos los gastos de los caños de 0,60 y 0,80 m. para pendientes de 0,10 a 0,50, que son de 2,87 a 15,781 m.³ por segundo.

(2) Proyectadas por el Ingeniero D. Julio Murúa. *Revista de Obras Públicas* de 22 y 29 de abril de 1915.

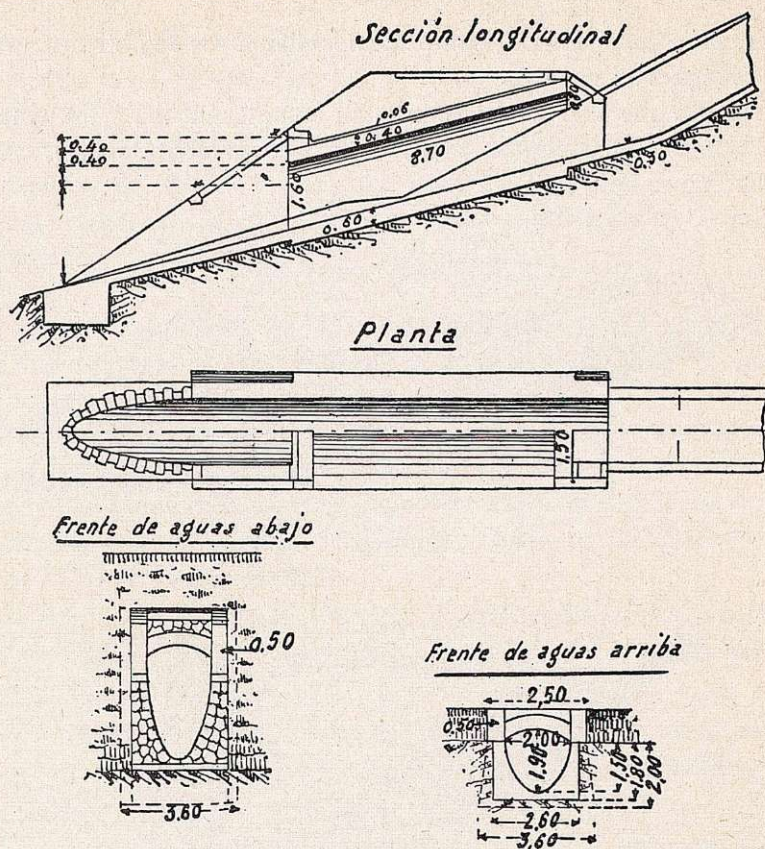


Fig. 197.—Alcantarilla de la carretera de Esterri a Viella

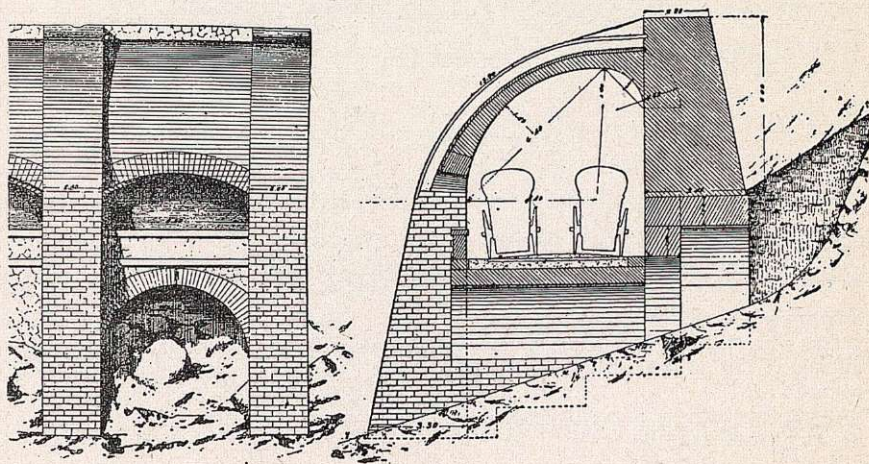


Fig. 198.—Pontón y muro paranieve de la carretera de Esterri a Viella

La figura 199 representa los tipos de alcantarillas en pendiente del ferrocarril de Tánger a Fez.

En todas estas obras hay que dar preferente atención, no sólo

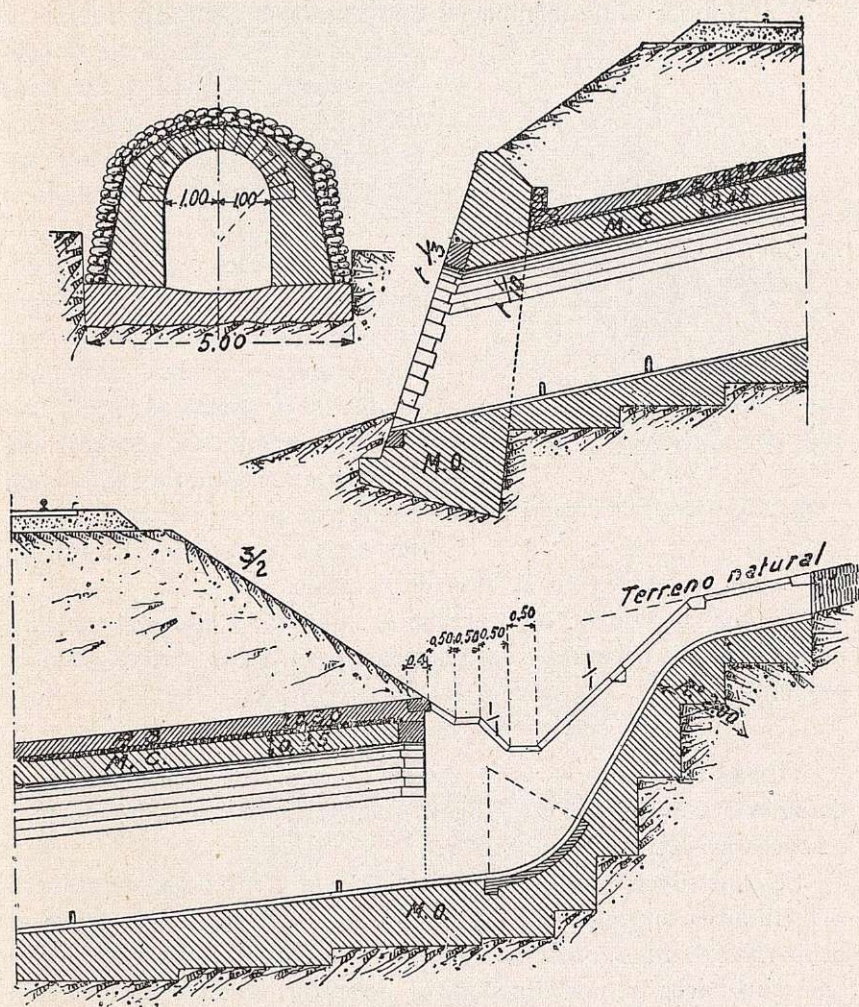


Fig. 199.—Alcantarillas en pendiente del ferrocarril de Tánger a Fez

a los zampeados y sus cimientos, que necesitan escalones con solidez para evitar su corrimiento, sino que deben encauzarse las aguas a la entrada y salida de la obra, para evitar se degraden las laderas inmediatas.



Los zampeados deben ser tanto más resistentes cuanto que la corriente es más fuerte, sobre todo si, como es frecuente en la montaña, arrastra piedras y bloques.

En algunos altos terraplenes apoyados sobre laderas fuertes y

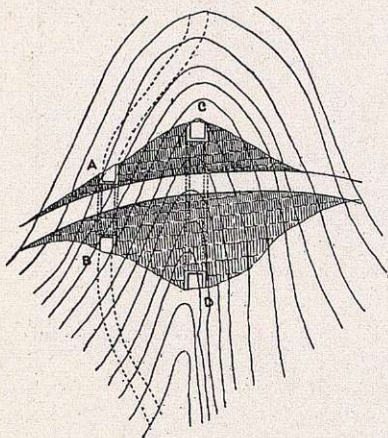


Fig. 200.—Obra faldeando la ladera

talwegs de gran pendiente se puede reducir la longitud de las obras desviando la dirección natural por el talweg *CD* (fig. 200), faldeando la ladera con pequeña pendiente en *AB*.

Pero entonces hay que asegurarse de que el desagüe de la obra no perjudique ni socave la base del terraplén y, además, habrá que establecer un carro o, por lo menos, un drenaje de piedra gruesa en toda la longitud *CD* del talweg, recubierta por el terraplén, para que recoja las aguas de filtración

y las que no entren en la obra de desagüe.

Es una disposición algo artificiosa, que exige especial cuidado, para evitar sus naturales contingencias, pero puede ofrecer sensible economía.

Obras oblicuas.— Para reducir la longitud de las obras de desagüe es conveniente que éstas corten normalmente a la vía, y así se hace casi siempre en carreteras.

Se construyen entonces los muros en ala y en vuelta, de manera a facilitar la entrada y salida del agua, pues, como dijimos ya al ocuparnos de los muros, no es preciso que estos muros accesorios sean simétricos, y, por el contrario, deben proyectarse no sólo para que contengan los terraplenes, sino para encauzar la corriente.

Así, hemos visto la alcantarilla de la figura 145 (pág. 159), que tiene sus muros diferentes en dirección y forma.

Pero hay casos en que los talwegs son muy oblicuos y no se prestan a una económica rectificación de cauce.

Es entonces preciso construir obras oblicuas.

Cuando se trate de caños o tajeas, no hay inconveniente en que sus extremos ofrezcan oblicuidad con relación al terraplén.

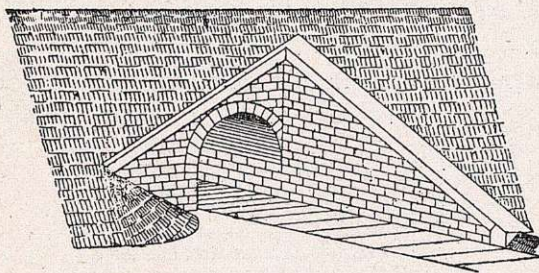


Fig. 201.—Pontón oblicuo

Pero en alcantarillas o pontones resultan de muy mal efecto los frentes oblicuos que, con disposiciones análogas a las de la figura 201, se emplean en algunos casos.

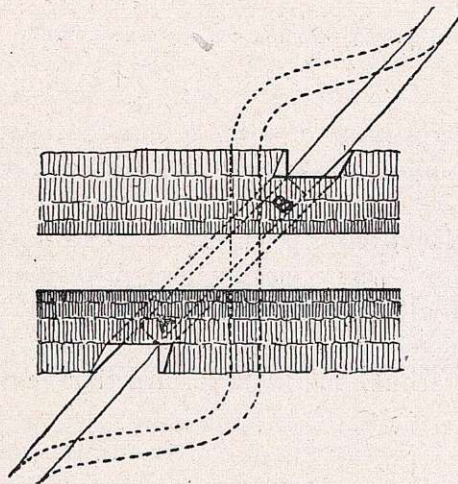


Fig. 202.—Obra oblicua

Es más sencillo y económico situar los frentes paralelos a la vía, como en la figura 202, construyendo las bóvedas con hormigón en masa, por lo menos en sus extremos.

La parte central del cañón *AB* puede ser de sección circular y

tipo corriente; pero la bóveda en los triángulos de los frentes será entonces elíptica y deberán aumentarse los espesores y los de estribos en proporción a la oblicuidad.

También se resuelve el problema con losas de piedra o de hormigón armado.

Con una arenisca muy dura que existe en Lourdes se construyen

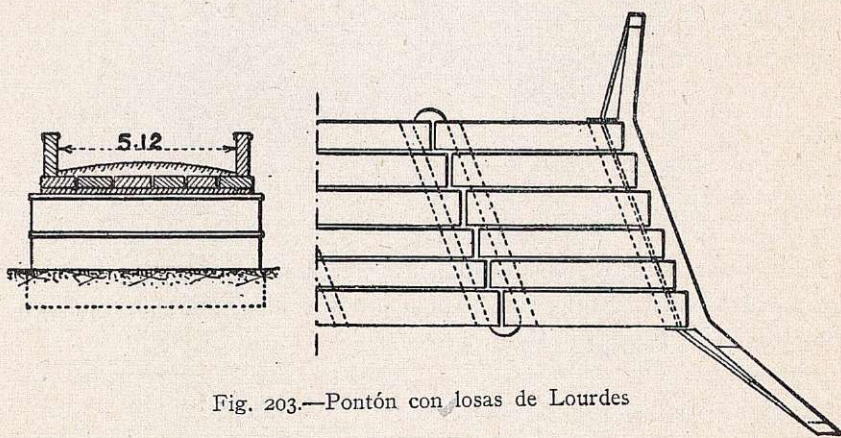


Fig. 203.—Pontón con losas de Lourdes

pontones carreteros hasta de 4 m. de luz, con losas de 0,30 m. de grueso.—Estas mismas losas se utilizan para pontones oblicuos (figura 203).

Pero antes de proyectar pequeñas obras oblicuas habrá que comparar el aumento de coste que produce su mayor longitud con el gasto que exigiría la rectificación de los cauces.

En el capítulo siguiente veremos que las losas y tramos de hormigón armado facilitan mucho la construcción de obras oblicuas.

Sifones. — Las vías cortan con frecuencia, sobre todo en los terrenos de regadío, corrientes de agua o acequias cuyas rasantes están al mismo nivel o más altas que la plataforma de explanación.

Cuando no queda altura bastante para atravesar la vía con un acueducto en paso superior, que permita la circulación sobre la vía, se construyen unas obras, llamadas *sifones*, que equivalen a establecer un vaso comunicante por debajo de la vía (figuras 204 y 205).

El sifón con tubos de hormigón (fig. 204) es el más económico



y preferible. — Ofrece, sin embargo, el inconveniente de que en los cambios de dirección se necesitan tubos especiales en curva, pero pueden sustituirse estos codos por varios pedazos de tubos corta-

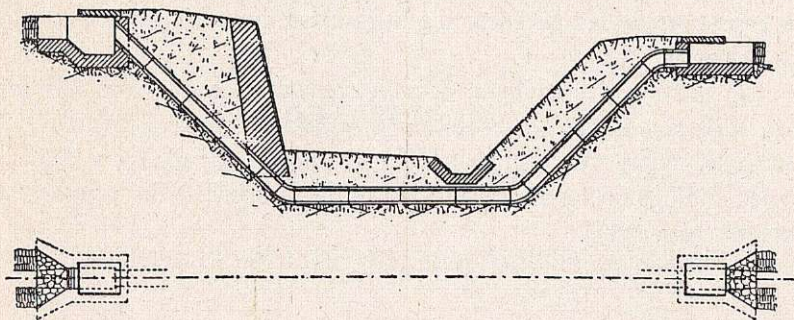


Fig. 204.—Sifón con tubos de hormigón

dos oblicuamente y empalmados con unos zunchos de hormigón armado.

Aunque se anteponga al sifón un cubo, en el que se depositan gran parte de las arenas y fangos arrastrados por las corrientes,

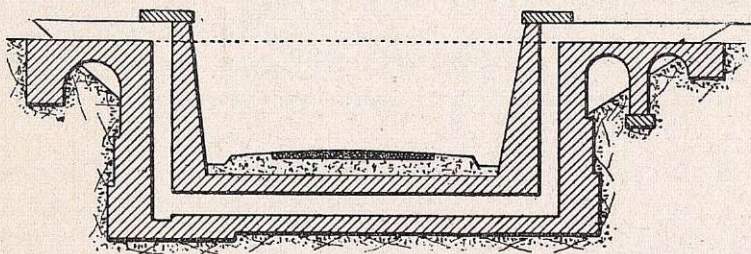


Fig. 205.—Sifón de sección rectangular

siempre se atarquinará la parte baja de los sifones, por lo que habrá que prever el medio de limpiarlos.

Cuando se empleen tubos de diámetros inferiores a 0,80 m., en los que no pueda entrar un operario, deberán establecerse cámaras de registro y limpieza en el punto más bajo del sifón.

Los sifones construídos con pozos y tajeas de fábrica de sección cuadrada (fig. 205) llevan un cubo en el fondo del pozo de en-

trada, y son más fáciles de limpiar que los sifones de tubo, pero resultan bastante más caros.

Las dimensiones interiores de los pozos o tubos de estos sifones varían según los volúmenes de agua a que han de dar paso; los espesores de las paredes, según la clase de terreno y las presiones del agua.

Sin embargo, cuando el desnivel del sifón exceda de seis metros, será casi siempre preferible dar paso a la acequia mediante un acueducto sobre paso superior de hormigón armado con disposiciones análogas a las representadas en la figura 214 del capítulo siguiente (pág. 233).



CAPITULO X

Pequeñas obras de hormigón armado

Losas para caminos ordinarios.—Tramos para pontones carreteros.—Losas para ferrocarriles.—Tramos para ferrocarriles.—Losas y tramos oblicuos.—Pasos superiores.—Grupos de pontones.—Ventajas de estas pequeñas obras de hormigón armado.—Sustitución de los puentes por grupos de pontones.

Se va generalizando en estos últimos años la sustitución de las losas y bóvedas de las pequeñas obras de fábrica por losas y tramos de hormigón armado.

En cambio, son contadísimos los casos en que se construyan con este material los estribos y pilas de pequeñas obras.

Losas para caminos ordinarios. — Hasta 5 metros de luz, conviene construir losas armadas.

En la figura 206 se reproducen las secciones longitudinales de las losas de 1, 2, 3, 4 y 5 metros de luz *teórica* (1), correspondientes a 0,90, 1,88, 2,86, 3,83 y 4,80 metros de distancias entre paramentos.

Están calculados para cilindros de 20 toneladas y sobrecargas estáticas de 400 kgs. por metro cuadrado.

Pueden estas mismas losas utilizarse para carreteras.

(1) Estos modelos corresponden a la colección estudiada por nuestro ilustre y malogrado compañero D. Juan Manuel de Zafra, por encargo de la Dirección general de Obras públicas, para las obras de caminos vecinales. Dicho Ingeniero consideró preferible clasificar las obras por sus luces teóricas de cálculo.



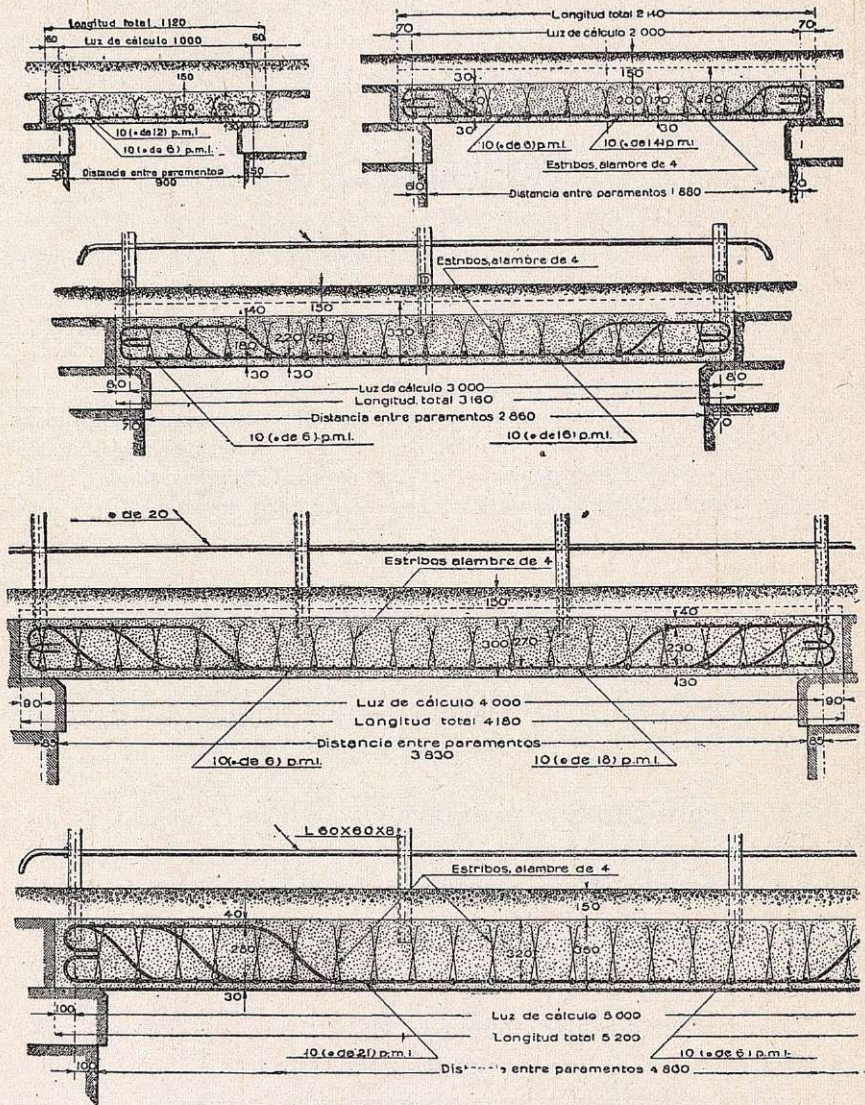
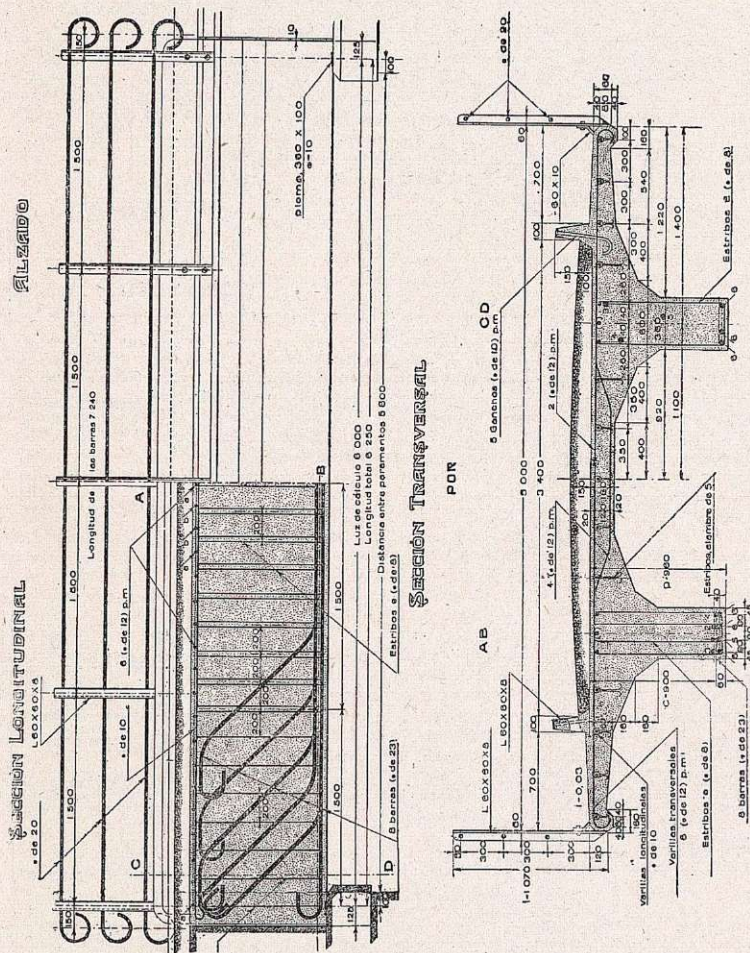


Fig. 206.—Losas para caminos ordinarios

Tramos para pontones carreteros.—Entre 5 y 10 metros de luz, las losas resultan caras, por ser excesivo el grueso necesario de hormigón.

Son preferibles los tramos con vigas y forjados, y así los ha proyectado el Sr. Zafra en la citada colección de modelos oficiales.



En la figura 207 se presentan las secciones de un tramo de 6 m. de luz teórica (5,80 m. de distancia entre paramentos) para un pontón económico de doble vía carretera.

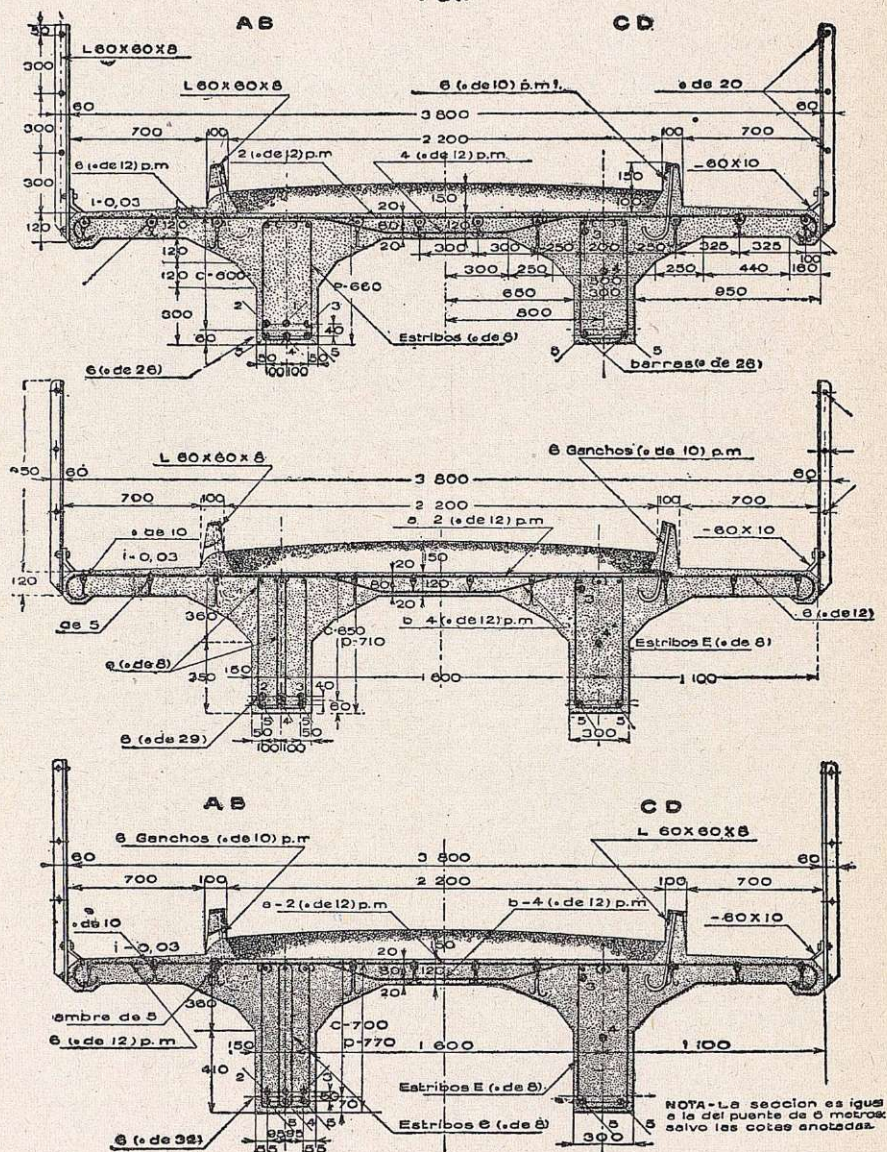
SECCIÓN TRANSVERSAL
POR

Fig. 208.—Secciones de los tramos para caminos vecinales de simple vía, de 5,80, 7,05 y 8,25 m. de luces reales

En la figura 208 se reproducen las secciones de los tramos de simple vía, para caminos vecinales, para luces teóricas de 6, 7,25 y 8,50 m. (5,80, 7,05 y 8,25 m., de distancias entre paramentos).

Disposición de los andenes.— No parecen dar buen resultado los bordillos aislados que en estos modelos separan las calzadas de los andenes, pues si una rueda de vehículo cualquiera salta el bordillo, resulta difícil encarrilarla.

Es preferible elevar los andenes por encima de la calzada, como sin excepción se establecen las aceras en las calles.

Las disposiciones de la figura 209 son las que empleamos y han sido aprobadas por la Dirección general de Obras públicas en muchas ocasiones.

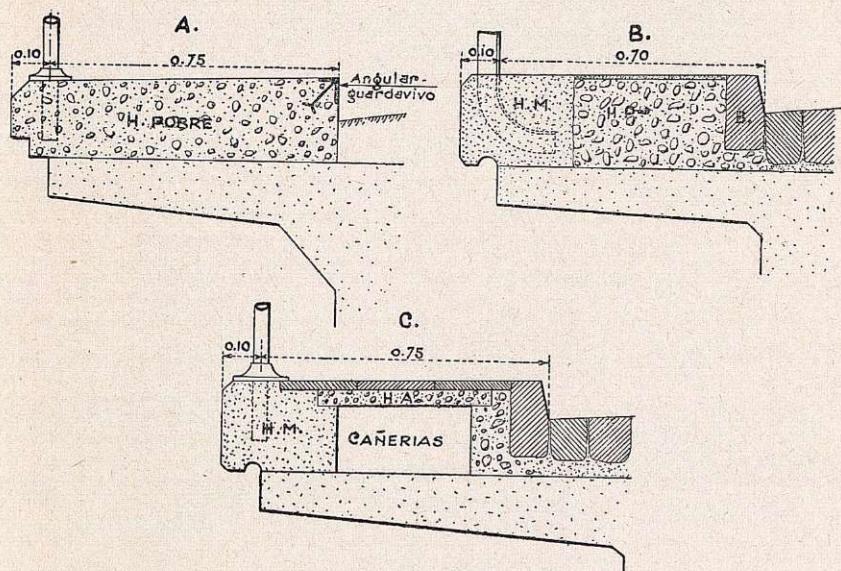


Fig. 209.—Disposiciones de andenes

La A, reforzando el andén de hormigón pobre, con angulares de acero, es más económico.

Es mejor que, como en B, los bordillos estén constituidos por unos sillarejos de piedra, de preferencia natural, y aún mejor que

las cunetas lleven dos filas de adoquines, tomados con cemento, en el caso en que no pueda adoquinarse todo el ancho de la calzada; que sería la solución óptima y económica, en definitiva, para la conservación del tramo.

Por último, la disposición C permite utilizar el andén para las cañerías de agua y luz de las poblaciones, que pueden visitarse levantando las placas armadas que forman el pavimento del andén.

Losas para ferrocarriles.—Análogamente a lo que acabamos de ver para carreteras, pueden emplearse estas losas para ferrocarriles.

En la figura 210 se representan los tipos que hemos emplea-

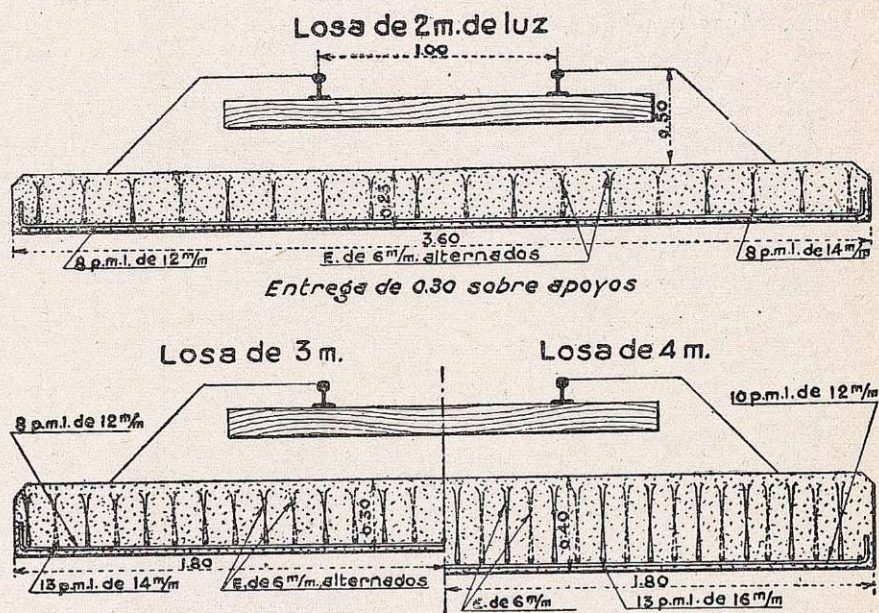


Fig. 210.—Losas del ferrocarril del Urola

do para el ferrocarril de Zumárraga a Zumaya. — Están calculados para locomotoras de 36 toneladas en 4 ejes, y vía de un metro. — Sobre la losa se extiende el balasto, como en el resto de la explanación.

Para ferrocarriles de vía ancha suelen armarse las losas con



viguetas ordinarias de doble T, calculadas para resistir *por sí solas* el peso de los trenes; el hormigón que las envuelve tiene por único objeto preservar y arriostrar las viguetas y servir de tablero a la vía.

Deben llamarse entonces losas de *hierro hormigonado*.

La figura 211 representa las que empleamos para el ferrocarril de Tánger a Fez, calculadas para locomotoras de 100 toneladas, para luces de 1, 2 y 3 m. de luces libres.

No suelen emplearse para mayores luces.

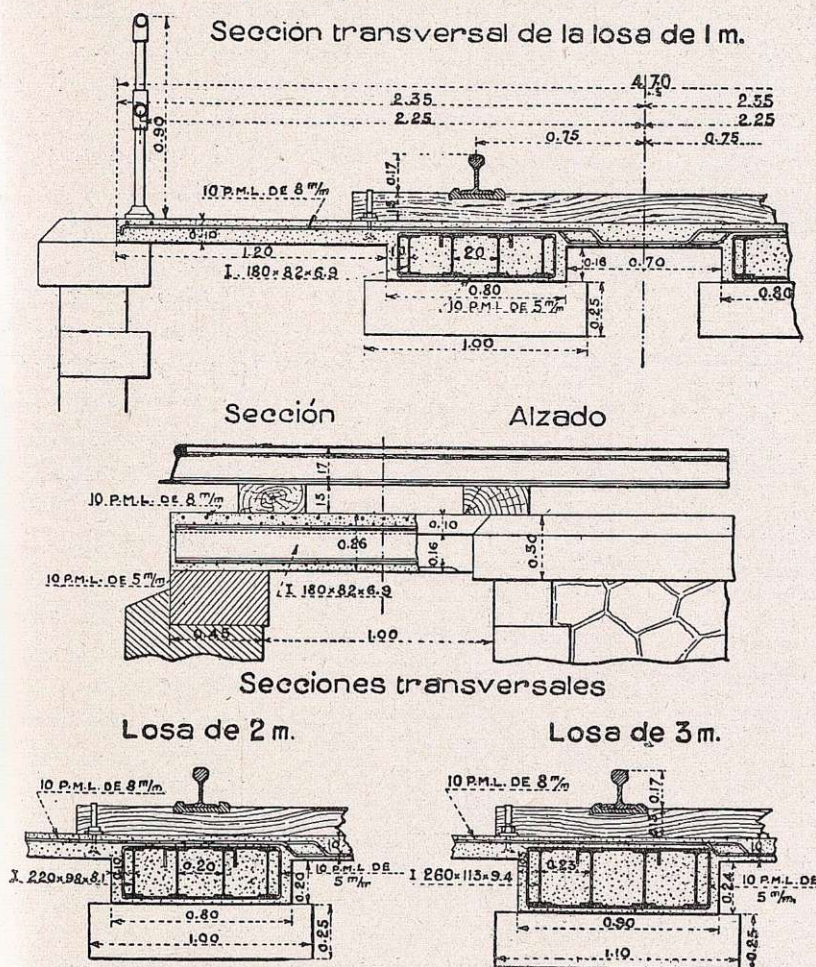


Fig. 211.—Losas de hierro hormigonado en el ferrocarril de Tánger a Fez

Sobra mucho hierro a este tipo de losas con viguetas. — Demostrada a la saciedad la perfecta solidaridad de trabajo del hormigón con el metal, no hay motivo para que el hormigón no absorba la parte alícuota que le corresponde del trabajo a la flexión en estas losas.

Se reduciría así sensiblemente el peso del acero y el coste de las losas.

Tramos para ferrocarriles.—De todos modos, desde 4 metros de luz inclusive en adelante, convendrá establecer los tramos de hormigón armado con arreglo a las disposiciones corrientes.

La figura 212 es el tipo que estudiamos para el ferrocarril de Tánger a Fez, análogo a un gran número de tramos de esta

clase que hemos construido para muchos ferrocarriles.

Como se ve, en este tipo de tramo se suprime el balasto, apoyando directamente las traviesas sobre el forjado de hormigón.

El balasto, a nuestro juicio, tiene por objeto sanear la vía y repartir la presión de las ruedas sobre la plataforma. Para estos dos objetos

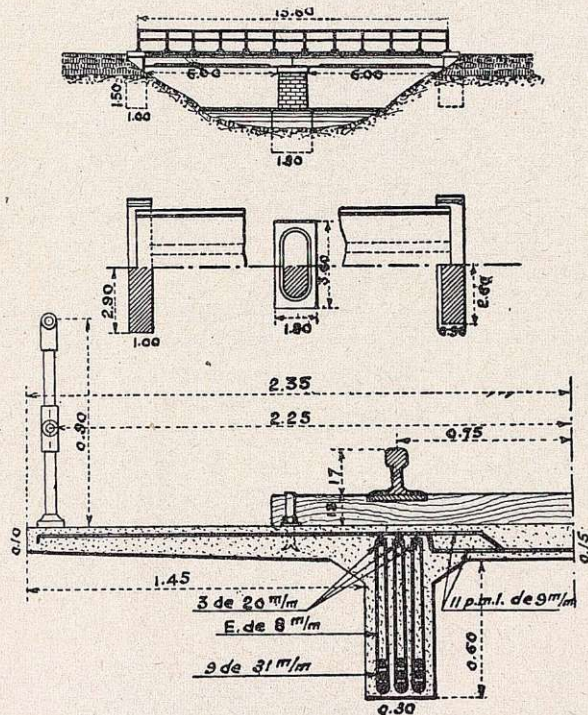


Fig. 212.—Tramo de 6 m. del ferrocarril de Tánger a Fez

sirve el forjado de hormigón.

Respecto a la fijación de las traviesas sobre el forjado, pueden seguirse varios procedimientos.

El indicado en la figura 212 es una grapa, sujeta al forjado con mortero de cemento, que se emplea con éxito desde hace muchos años en los puentes de los ferrocarriles suburbanos de Málaga.

Consideramos, sin embargo, preferible sujetar lateralmente las traviesas con pequeños bordillos longitudinales de hormigón armado de $0,10 \times 0,05$ m., construídos al mismo tiempo que el forjado.

En estas condiciones, no apreciamos la conveniencia de añadir balasto, no sólo inútil, sino perjudicial, puesto que pesa sobre el tramo, sin beneficio para la vía.

Insisten, sin embargo, en ello algunos ingenieros, porque opinan que la adición de balasto facilita en todo caso el asiento y conservación de la vía, y que esta ventaja compensa el pequeño aumento de gasto que produce.

Es una apreciación que puede tenerse en cuenta, sobre todo en estas pequeñas obras, en las que el aumento de hierro será poco sensible.

Losas y tramos oblicuos.—El empleo del hormigón armado permite, sin gran elevación de coste, la construcción *oblicua* de todos los pequeños pontones y puentes.

En los ferrocarriles, la vía corta un gran número de talwegs, con la oblicuidad que exige el trazado (1).

Es, por otra parte, evidente que, si no se desvían los cauces, es necesario aumentar las luces de las obras, para evitar perturbaciones de desagüe.

Así es que, cuando resulte costoso desviar los cauces para obligar a éstos a cortar casi normalmente la vía, será preferible construir las obras oblicuas, dándoles la luz normal correspondiente al cauce.

La disposición que generalmente empleamos para estos tramos oblicuos es la de la figura 213.

Los muros en ala, así dispuestos, necesitan el mínimo volumen de fábrica y evitan, además, los ángulos agudos que tendrían los muros en vuelta.

(1) En el ferrocarril de Zumárraga a Zumaya casi todos los pontones y puentes son oblicuos al río Urola, que se cruza veinte veces en 40 kilómetros.



Las vigas principales *ab*, *cd* de los tramos deberán, como siempre, situarse debajo de los carriles y calcularse para la luz oblicua.

Pero siempre será menos costosa la obra así proyectada que si la hiciéramos recta, con la luz *AB*, que habría de necesitar, para no perturbar el cauce, en el caso en que éste no se pudiera variar en una longitud suficiente.

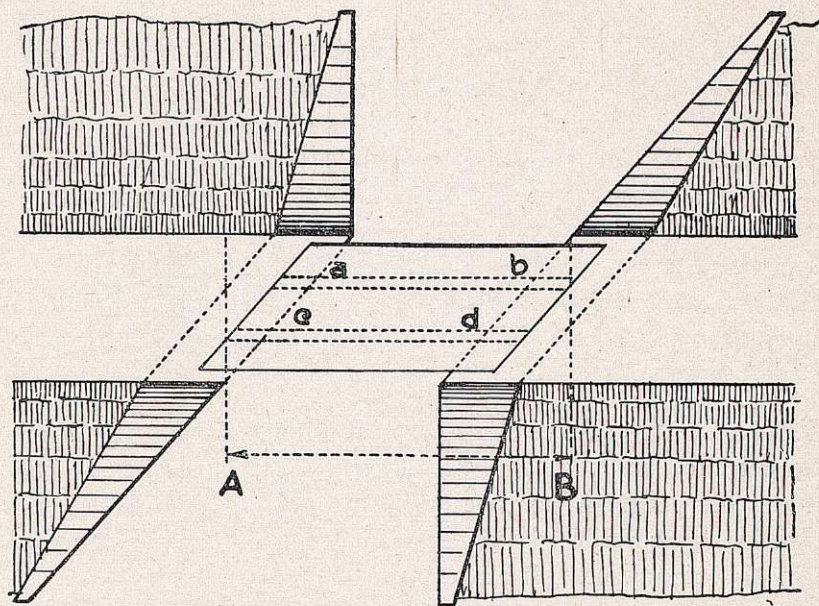


Fig. 213.—Planta de un tramo oblicuo

Pasos superiores carreteros.—Son muy frecuentes los casos en que los caminos vecinales y carreteros cruzan canales y, sobre todo, ferrocarriles.

El creciente tránsito automóvil exige, por otra parte, la supresión de un gran número de pasos a nivel, sustituyéndolos por pasos superiores.

Conviene, casi siempre, construir estas obras de hormigón armado.

El tipo que casi constantemente empleamos, por su gran economía (fig. 214), consiste en subdividir la luz en tres tramos, apoyados sobre dos estribos y dos palizadas.



De igual manera, cuando se quiere, con una calle o un camino, pasar por encima de la explanada de una estación, se construye el paso superior con un viaducto de varios pequeños tramos, sobre

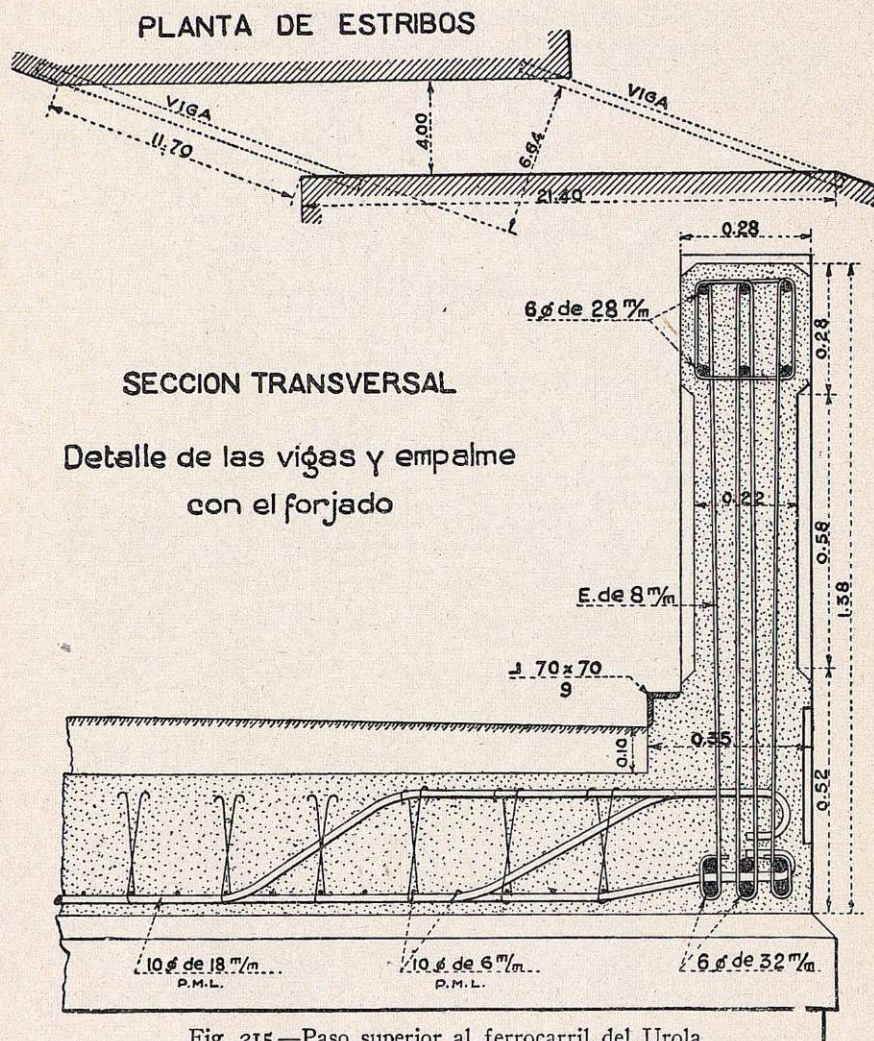


Fig. 215.—Paso superior al ferrocarril del Urola

palizadas, con una disposición semejante a la que acabamos de describir. Puede entonces aumentarse la luz de los tramos, para que cada uno de ellos cubra dos vías.

La figura 215 representa otro tipo de paso superior, que cons-



truímos en Lasao, sobre el ferrocarril del Urola, entre Zumárraga y Zumaya.

Es original, por su *extraordinaria oblicuidad* (22 grados) y la disposición del piso inferior, a que nos obligó la pequeña altura de que disponíamos.

No teniendo el paso más que 4 m. de luz normal, las vigas laterales resultan de 11,70 m. de luz real.

Utilizamos estas vigas como pretilas del paso, y el tablero del piso es un simple forjado, del tipo de los modelos oficiales.

Grupos de pontones.—El modelo de paso superior de tres tramos de 5 metros, que antes describimos, confirma que, cuando los cimientos de pilas y estos mismos apoyos puedan construirse económicamente, *convendrá sustituir los puentes por grupos de pontones*.

El H. A. se presta admirablemente a toda clase de combinaciones de esta clase, que aplicamos de continuo.

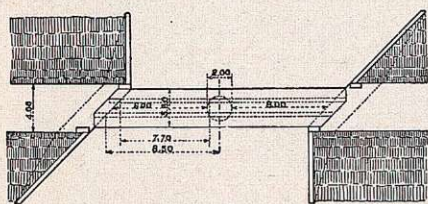


Fig. 216.—Planta de un grupo de pontones oblicuos

La figura 216 representa, por ejemplo, un grupo de dos pontones oblicuos, análogo a muchos grupos que hemos construido en los ferrocarriles de Vitoria a Vergara y de Zumárraga a Zumaya.

La pila es circular, con lo que suprimimos los inconvenientes de esos apoyos oblicuos (1).—Para disminuir el diámetro de estos apoyos conviene disponer los tramos como si fueran vigas continuas, de luces desiguales.

Aunque la disposición de estribos, aletas y pilas del modelo anterior tienen muy escaso volumen y coste, cabe aún mayor economía cuando el terreno se preste a la hincada de pilotes de H. A.

(1) Esta disposición original de una pila circular única, tan económica y útil para puentes oblicuos, ha sido empleada por primera vez por el inspector del Cuerpo D. Manuel Alonso Zabala. La hemos aplicado también a los muchos puentes oblicuos en que hemos intervenido, entre otros, los de vía ancha del ferrocarril de Tánger a Fez.

La figura 217 es un grupo de pontones de este tipo, a *estribos perdidos*, que así se denomina la disposición en que se suprimen los estribos.

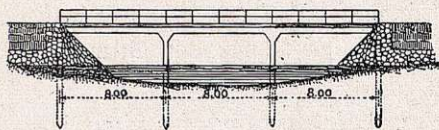


Fig. 217.—Grupo de pontones sobre palizadas

Aquí la supresión es sólo aparente, ya que, para mayor seguridad, cada estribo está sustituido por una palizada.

Claro está que ésta, y el cono de terraplén que la envuelve, deben defenderse con un revestimiento de mampostería, en su parte inferior al menos.

Con arreglo a este tipo, y la sección de la figura 218, hemos sustituido todos los puentes que hubieran sido necesarios en la carretera de Ceuta a Tetuán, y sobre el río Martín, cerca de Tetuán (1).

Son tramos de 9 metros de luz de eje a eje de palizadas. Cuando la corriente del río es fuerte, se retuercen los apoyos con jabalcones, también de hormigón armado, sobre pilotes suplementarios, que desempeñan el papel de *tajamares* (2), para desviar los cuerpos flotantes y reforzar al mismo tiempo las palizadas (fig. 219).

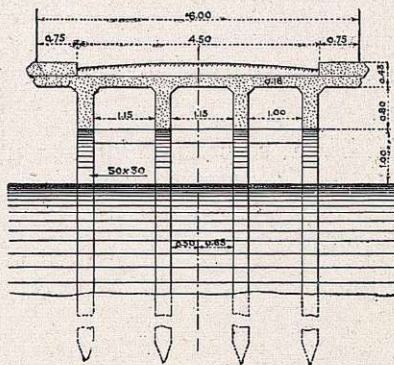


Fig. 218.—Sección de los grupos de pontones de la carretera de Ceuta a Tetuán

Ventajas de estas pequeñas obras de H. A.—Dan mayores desagües superficiales que las alcantarillas o pontones de fábrica de iguales luces.

Pesan menos que aquellas obras y sólo producen cargas verti-

(1) Se han construido así los puentes llamados de las Bombas, de Castillejos, río Negro, río Smir, Fenidak, Mejacen y Mogote.

(2) Llámase *tajamar* a los suplementos de las pilas, generalmente redondeadas, que se añaden a éstas, no sólo para decorarlas, sino para cortar las corrientes, disminuyendo las socavaciones de sus cimientos. Por extensión se aplica el mismo nombre a los suplementos de las palizadas, añadidos con igual objeto.

cales, por lo que ejercen presiones *menores y sin oblicuidad* sobre los cimientos, lo que favorece mucho la estabilidad de éstos.

Se obtendrá, pues, un ahorro en los volúmenes de apoyos y de cimientos.

Por lo tanto, convendrán generalmente estos tipos en terrenos flojos y rasantes bajas. Para que la economía que produzca su empleo resulte más sensible, deberán uniformarse los tipos, en lo posible, para amortizar así los moldes en un mayor número de obras.

Será también necesario que se encuentren, a precios admisibles, las buenas arenas y gravillas que exige el hormigón armado.

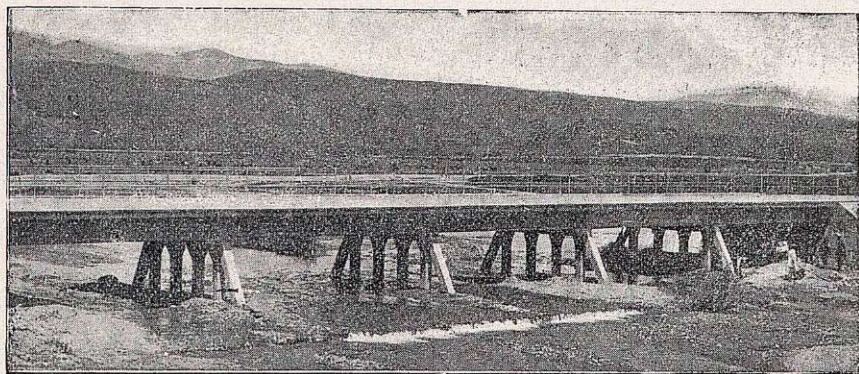


Fig. 219.—Grupo de pontones en Castillejos, carretera de Ceuta a Tetuán

Sustitución de los puentes por grupos de pontones.—

Por último, los tipos de pontones agrupados, que acabamos de examinar, *permitirán sustituir con ellos muchos puentes costosos* con rasantes bajas, en ríos cuyas crecidas y velocidades sean poco violentas, o en cauces de fácil cimiento.

Así hemos construido los siete puentes de la carretera de Ceuta a Tetuán y los del Mogote y Mejacen, inmediatos a aquella ciudad, sobre el río Martín, que son la base de la defensa militar de aquella zona en nuestro Protectorado de Marruecos.

Todos estos puentes, algunos de los que tienen 108 metros de longitud, son, en realidad, *grupos de pontones*, pues los tramos rectos que los constituyen, con disposición análoga a la de la figu-



ra 219 y con la sección representada en la figura 218, tienen sólo longitudes de 9 m. entre ejes de palizadas.

Dos de sus vigas están calculadas para resistir el peso de un ferrocarril de un metro; las otras dos, para cilindros de vapor de 16 toneladas.

A pesar de la aparente debilidad de sus palizadas sencillas, todas estas obras han resistido muy violentas avenidas, y hasta uno de ellos, el puente de Mejacen, en Tetuán, representado en la figura 69 (pág. 105), fué totalmente recubierto por una crecida extraordinaria del río Martín, cuyo nivel alcanzó las barandillas de sus tramos.

Estos grupos de pontones deben, pues, emplearse en casos análogos, ya que permiten una sensible economía sobre un verdadero puente de igual desagüe.

No suelen construirse los pontones con bóvedas de hormigón armado.

No ofrecen éstas economía para luces inferiores a 10 metros, sobre las bóvedas de mampostería u hormigón ordinario, ni presentan las ventajas de las losas y tramos rectos que acabamos de enumerar.

En el tomo III de este libro, que dedicaremos a los Proyectos de puentes, veremos, en cambio, las ventajas que ofrecen los arcos de hormigón armado, sobre todo a partir de 25 metros de luz.



CAPITULO XI

Desagüe de las pequeñas obras

Importancia económica de las pequeñas obras.—Conveniencia de un minucioso estudio de los modelos.—Cálculo del desagüe.—Desagüe de los grupos de pontones.—Luces de los pasos inferiores.

Importancia económica de las pequeñas obras.—Cuando se estudia un trazado de cualquier vía de comunicación hay que tomar sobre el terreno los datos que permitan fijar el número e importancia de todas las obras de desagüe para los arroyos y ríos atravesados por la vía.

Para apreciar el orden de magnitud del coste de estas obras, bástenos decir que cada caño puede costar de 50 a 500 pesetas; cada tajea, de 200 a 1.000; cada alcantarilla, de 1.000 a 15.000, y los pontones aislados, de 2.000 a 50.000 pesetas.

Claro es que las luces, los tipos y la cantidad de cada una de estas obras varía entre límites muy distantes, según el *régimen hidrográfico* y pluvial de la zona y la *inclinación de los terrenos* atravesados.

Pero es frecuente que en un trozo de 10 kilómetros de vía sean necesarios, por ejemplo:

30 caños o tajeas, cuyo coste oscilará entre 50 y 1.000 pesetas, o sea, que exigirán un gasto de 1.500 a 30.000 pesetas.

5 alcantarillas, cuyo coste oscilará entre 1.000 y 15.000 pesetas, o sea, un gasto de 5.000 a 75.000 pesetas.

2 pontones, cuyo coste oscilará entre 2.000 y 60.000 pesetas, o sea, un gasto de 4.000 a 120.000 pesetas.



Puede, por lo tanto, oscilar el *gasto kilométrico* de estas pequeñas obras de desagüe entre 1.000 y 20.000 pesetas, y se comprende la extraordinaria importancia económica que tiene la inteligente elección de los tipos de obras, que influye sensiblemente en el presupuesto general de la vía.

Conveniencia de un minucioso estudio de los modelos.

Al ocuparnos, en el capítulo VIII, de los Modelos oficiales, insistimos ya sobre la conveniencia y ventajas de las obras bajas y de los grupos de éstas, por ser preferible, para el desagüe, aumentar las luces totales, que la altura y sección de las obras.

Todas estas pequeñas obras corresponden a los regatós y arroyos que la línea atraviesa, y cuyos caudales, aunque muy variables, son, generalmente, inferiores a 2 metros cúbicos por segundo.

Pero ya vimos también (pág. 217) que utilizando las pendientes de los talwegs, que a veces alcanzan taludes de 1×1 , se pueden obtener gastos de 16 metros cúbicos por segundo con caños de 0,80 m.

Se deduce, de estas consideraciones, que puede favorecerse el desagüe de las lluvias más torrenciales, que son las que deben servir de norma para la fijación de los tipos, empleando grupos de caños en pendiente, en vez de grandes y altos pontones, de muchísimo mayor coste.

Como dice tan gráficamente Sejourné (1):

“Más vale aumentar la pendiente, que nada cuesta, que la luz, que sale cara.”

No debe, pues, recurrirse a la adopción de obras de desagüe importantes, sino en aquellos casos en que lo exijan las circunstancias especiales del terreno y del arroyo, pues así como hemos dicho, al final del capítulo anterior, que muchos puentes podían sustituirse por grupos de pontones, por análogo razonamiento se infiere la posibilidad frecuente de sustituir, por grupos de caños o tajeas, las alcantarillas y pontones, que en muchos proyectos se han aplicado abusiva e innecesariamente.

En resumen: un minucioso estudio de estas pequeñas obras permitirá economizar elevadas sumas; merecen, pues, que los Ingenieros les dediquen algunos días de trabajo, en vez de confiar

(1) *Grandes voûtes*, tomo VI, pág. 12.



la elección y proyectos de los modelos a subalternos, cuya práctica no suele compensar el desconocimiento de los más interesantes factores.

Cálculo del desagüe.—Debemos reconocer que son muy contados los casos en que se calculan los desagües de las pequeñas obras.

Cuando, en las inmediaciones de la nueva vía en proyecto, existan obras de antiguo construídas, es natural, y casi obligatorio, estudiar si las pequeñas obras de desagüe en ella ejecutadas resultarán suficientes o excesivas, y, por comparación con aquéllas, podrán fijarse con bastante exactitud los desagües de las nuevas.

Pero es frecuente que ni haya vías inmediatas que puedan servir de norma, ni existan datos completos de suficiente veracidad sobre el régimen hidrográfico y pluvial de la zona que la nueva vía atraviesa.

Los Ingenieros experimentados pueden entonces apreciar, en cada caso, las obras de desagüe suficientes, y elegir entre ellas, por apreciación personal y merced a algunos ligeros tanteos, el tipo más económico en cada talweg.

Pero cuando el técnico encargado del proyecto de vía carezca de datos y de experiencia, forzoso le será proceder a un estudio más detenido de los desagües necesarios para las pequeñas obras.

Sería pueril aplicar a los arroyos torrenciales y a los caudales de agua que las grandes lluvias producen las fórmulas de la Hidráulica.

La irregularidad de los cauces y de las pendientes de los talwegs, la mayor o menor permeabilidad de los terrenos en que discurren los arroyos, vedan la aplicación racional de las teorías de aquella ciencia.

Es, pues, preciso recurrir a fórmulas experimentales, y existen muchas aconsejadas por diferentes autores.

Entre las que conocemos, nos parece bien estudiada la del Ingeniero francés Lanusse, que tiene en cuenta, no sólo la superficie de la cuenca, sino la pendiente de su talweg, en la forma siguiente:

$$Luz = \alpha \sqrt{S(3i + i_m)}$$



en que α es un coeficiente que varía entre 0,15 y 0,25, según la impermeabilidad del terreno en la cuenca vertiente; S , la superficie de la cuenca en kilómetros cuadrados; i , la pendiente media en las inmediaciones de la obra en metros por kilómetro; i_m , la pendiente general del talweg, prescindiendo de los saltos verticales del barranco, pero teniendo en cuenta las pendientes de los arroyos afluentes definidos que existan aguas arriba.

Muchos Ingenieros, entre ellos Sejourné, aconsejan, además, que las obras deben tener las claves de sus bóvedas, o la cabeza inferior de los tramos, por encima del mayor nivel que puedan alcanzar las aguas, variando esta *sobrealtura*, que los franceses llaman *revanche*, entre 0,25 m. para luces de 0,60 m. a 1,50 m. para las de 8 m.

Claro es que no está de más esta precaución, sobre todo para el desagüe de torrentes susceptibles de arrastrar árboles o grandes bloques; pero, en general, es preferible, como hemos dicho, aumentar el desagüe lineal al superficial, recurriendo al empleo de grupos de obras, que suelen ser más económicas que las de un desagüe único.

Desagüe de los grupos de pontones.— Ya dijimos en el capítulo anterior que convendrá en muchos ríos de escaso caudal sustituir los puentes por grupos de pontones.

En estos casos conviene no perturbar el régimen del río, dando a la obra un desagüe lineal (o sea la suma de las luces de los tramos), sensiblemente igual a la amplitud máxima que alcanzan las avenidas.

Téngase muy presente que las socavaciones de los lechos son principalmente provocadas por los estrechamientos de los cauces y el consiguiente incremento de velocidad de las corrientes de avenidas.

Po lo tanto, cuando las obras ofrecen un desagüe lineal análogo al de avenidas, no habrá más socavaciones que las que pudieran producir sensibles variaciones del cauce, que sólo se observan en ríos de más importancia que los que se cruzan con estas pequeñas obras.

Aumentando, pues, el número de arcos o tramos de los grupos de pontones, *pueden los cimientos ser más someros, menos*



profundos.—La economía así obtenida en los cimientos es casi siempre mayor al coste de un aumento del desagüe.

Llamamos la atención de los lectores sobre las anteriores consideraciones, pues es general la tendencia de los proyectistas a reducir el desagüe de las obras, estrechando los cauces, y ello suele obligar, tratándose de grupos de pontones, a cimientos tan costosos, como serían los de un gran puente, *lo que resultaría absurdo.*

Luces de los pasos inferiores.— Cuando se cruzan dos vías a diferente nivel se fijan las alturas libres de los pasos inferiores por el ancho de la vía inferior y el gálibo de los vehículos que por ella han de circular.

Si la vía inferior es un ferrocarril, como no se pueden alterar fácilmente sus rasantes, se precisa disponer las de la carretera en forma tal, que, además del gálibo, quepan por fuera de éste los espesores de bandas e impostas o la altura del tablero si se establece el paso con tramos de hormigón armado, lo que suele ser preferible.

Para las líneas de vía ancha de simple vía hay, pues, que dejar una luz libre de 5 m. y una altura libre entre carriles y la clave de la bóveda o la cabeza inferior de las vigas de 5 m.

En vías estrechas de 1 m. estas dimensiones pueden reducirse a 4 m. para la luz y 4,80 m. para la altura.

Cuando la vía inferior es una carretera, caben más tolerancias.

La luz del paso puede ser la del camino; las cunetas pueden cubrirse con losas que sirvan como andenes y reducirse también los anchos de éstos; la altura libre debe ser de 4,50 m.

Pero a veces no se dispone de tanta altura, a menos de rebajar la rasante del camino, y como no conviene en muchos casos establecer un badén en el mismo paso, que se encharcaría con las lluvias o exigiría un desagüe especial, es casi siempre preferible reducir la altura libre, si bien ésta no debe ser nunca inferior a 3 m., que es un límite mínimo forzado.

Son también necesarios pasos para servidumbres de peatones y ganados o para canales y caminos de sirga. En estos casos se fijan las luces y alturas según las necesidades de cada caso.

CAPITULO XII

Cimientos de las pequeñas obras

Definición.—Condiciones que deben satisfacer los cimientos.—Resistencia del terreno a las socavaciones.—Cimientos de caños y tajeas.—Cimientos de alcantarillas y pontones.—Cimientos en terrenos inclinados.—Cimientos de muros en vuelta y aletas.

Definición.—Análogamente a lo que dijimos al ocuparnos de los cimientos de los muros (pág. 163), designamos con el nombre de *Cimientos de las pequeñas obras* la parte de las mismas que ha de quedar por debajo del terreno natural y que constituirá su base o apoyo.

Aunque en el tomo II de este libro estudiaremos con detalle los cimientos en general, y muy principalmente los que han de proyectarse para los puentes, conviene que anticipemos algunas ideas sobre los procedimientos de cimentación que suelen aplicarse a las pequeñas obras, pues con frecuencia influyen en la elección de los modelos.

Condiciones que deben satisfacer los cimientos.—Estos cimientos deben proyectarse con arreglo a dos condiciones:

a) que no produzcan sobre el terreno una presión superior a la que el suelo pueda resistir;

b) que no sean socavables por las mayores velocidades que el agua pueda alcanzar, al correr entre sus apoyos.

Las dimensiones mínimas que la estabilidad exige para los



apoyos de las pequeñas obras, reduce las presiones máximas en las fábricas a cifras comprendidas entre 1 y 3 kg/cm², que resisten perfectamente los terrenos de aluvión que suelen constituir los cauces de las pequeñas obras de desagüe. Ya dijimos en la página 163 que las rocas pueden cargarse a 20 kg/cm²; las gravas compactas, 8 kgs.; las arcillas duras, 6 kgs.; las arenas, 3 kgs.; las tierras blandas, 2 kgs.; los fangos, de 0,3 a 1 kgs.

Es decir, que sólo en terrenos blandos deberán ensancharse los cimientos en la proporción debida, para reducir la presión unitaria sobre el terreno a la cifra que éste pueda resistir.

Resistencia del terreno a las socavaciones. — Pero, en cambio, los cauces pueden ser socavables por velocidades de corriente que excedan de las siguientes cifras:

NATURALEZA DEL TERRENO	VELOCIDADES QUE PUEDEN SOCAVAR
	<i>Metros por segundo</i>
Tierras flojas	0,10
Tierras duras y arenas	0,30
Gravas	0,60
Piedra machacada	1,00
Rocas blandas	2,00
Hormigones o enlucidos pobres	3,00
Hormigones o enlucidos ricos	5,00
Rocas duras	8,00

Por lo tanto, al estudiar el desagüe de cada obra, se deberán apreciar las máximas velocidades a que podrá estar sometido el cauce después de construída la obra y proyectar los cimientos en forma tal que no puedan ser socavados.

Debemos, sin embargo, añadir que, tratándose de pequeñas obras, son muy contados los cimientos en que el factor *socavabilidad* obligue a precauciones especiales.

Cimientos de caños y tajeas.—Los caños de los modelos oficiales (lám. I) llevan su propio cimiento.

Construídos los tubos con hormigón rico, pueden desaguar sin degradarse y a *caño lleno*, hasta corrientes de agua de 5 metros



por segundo; aunque fuera mayor la velocidad y la corriente arrastrara piedras, fácil será reparar la zona inferior de sus paramentos, si fueran sensibles las degradaciones.

Las tajeas en tierras duras sólo necesitan de 30 a 50 cm. de cimiento de fábrica hidráulica.

Si el talweg tuviera pendiente inferior a 10 por 100, basta revestir con un *encachado* de piedra en seco el espacio comprendido entre los cimientos.

Cuando la pendiente del cauce alcance 20 por 100, debe reforzarse este encachado con mortero hidráulico.

Los cimientos no necesitan escalonarse sino en cauces con mayor inclinación del 20 por 100.—Se adoptan entonces disposiciones análogas a la figura 195, página 215.

En terrenos muy blandos es preferible constituir el cimiento por una solera general de hormigón de 30 a 50 cm. de grueso o, mejor aún, de hormigón armado de 15 a 25

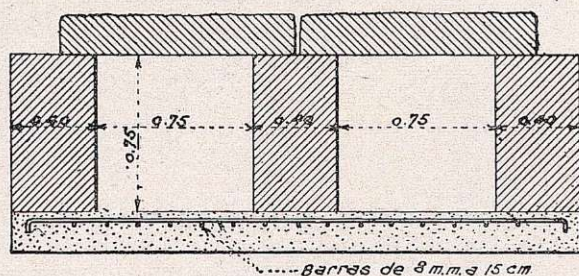


Fig. 220

centímetros (fig. 220), con armadura de redondos cruzados de 8 milímetros a 15 cm. de distancia en ambos sentidos, colocada a una distancia de unos 3 cm. de su cara superior.

Para evitar socavaciones o que el agua se filtre por debajo de la obra conviene añadir a las soleras o defensas de los cauces unos *rastrillos* R. R. (fig. 221), disponiendo además aguas abajo una pequeña zona de *encachado*.

En algunos casos, sobre todo en tajeas para ferrocarriles en terrenos muy permeables, se ha llegado a cimentarlas sobre pilares y bóvedas directamente apoyadas sobre el terreno firme.

Presentamos un ejemplo en la figura 222.

Pero resultan entonces obras muy costosas, que conviene comparar con otros tipos más sencillos, como, por ejemplo, el de

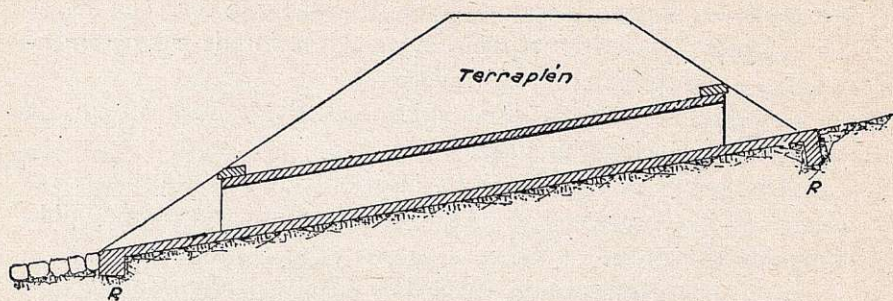


Fig. 221

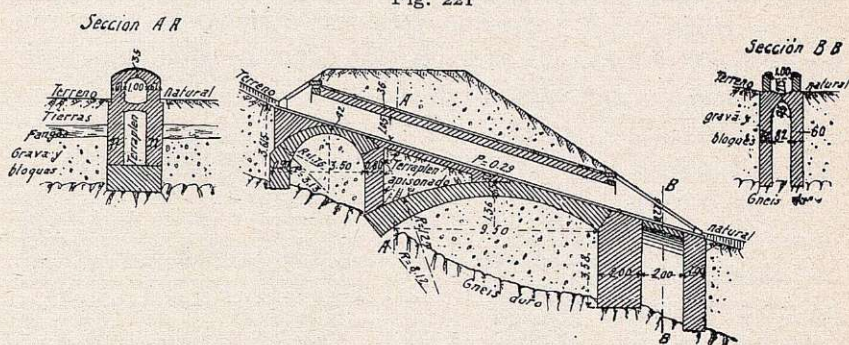


Fig. 222

la figura 223, empleando caños apoyados directamente sobre el terreno firme, en la parte correspondiente al terraplén, dándoles la entrada por medio de un cubo entre muretes y revestimientos

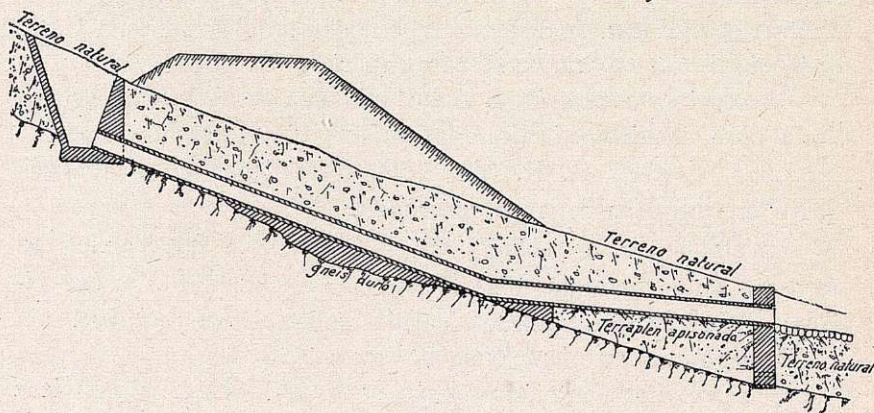


Fig. 223



y la salida prolongando el tubo con menos pendiente, hasta su desagüe sobre el terreno natural, que se revestiría con fábrica hidráulica en la solera y taludes.

Cimientos de las alcantarillas y pontones.—Suelen ejecutarse sobre todo en la parte que corresponde a los estribos propiamente dichos con profundidades variables, según la dureza y socavabilidad del terreno.

Cuando en obras de menos de 5 metros de luz ofrezca el terreno poca resistencia a las socavaciones del lecho entre los estribos, se evitan aquéllas mediante un *zampeado* de mampostería en seco (fig. 224), que así se llaman estas defensas de los lechos, que pueden prolongarse un par de metros o más entre las aletas.

En terrenos fangosos puede convenir al mismo tiempo repartir la presión de la obra sobre mayor superficie que la correspondiente a la sección de apoyos.

Se pueden disponer entonces unas soleras generales de hormigón armado, análogas a las de tajeas anteriormente

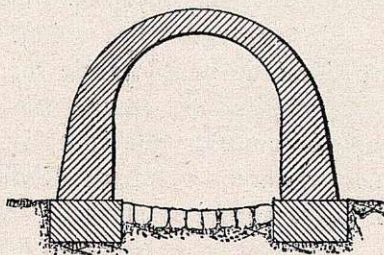


Fig. 224

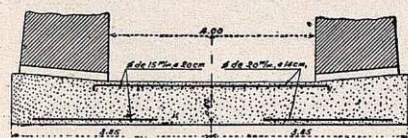


Fig. 225

descritas, que sirven de zampeado y de cimiento a la vez, como hemos hecho en algunos pontones del ferrocarril de Tánger a Fez (fig. 225).

El peso total de la obra, sus terraplenes y sobrecargas se reparten entonces uniformemente sobre la gran superficie de la solera general, cuya rigidez se consigue por las armaduras que al efecto se calculan.

Se debe dar a estos encachados o soleras una concavidad de $1/12$ a $1/8$ de la luz.

Cuando cubren arroyos de escaso caudal, en estiaje o ba-

rrancos torrenciales, pueden generalmente ejecutarse los cimientos en seco o con insignificantes *agotamientos* (1).

La profundidad de estos cimientos puede variar entre 0,50 y 2 metros, y no suele exceder de esta última cifra, aun en terrenos blandos.

A medida que va creciendo de 5 a 9 m. la luz de estas pequeñas obras, se comprende que los cimientos aumenten de importancia, ya que necesitan profundizarse hasta un nivel que no alcancen las socavaciones que las corrientes de avenidas puedan ejercer en su pie.

Sobre todo, cuando los pontones, formando grupos, vienen a sustituir a los puentes y atraviesan verdaderos ríos de caudal permanente, deben cimentarse en la misma forma y con análogas precauciones y procedimientos que los de apoyos de los puentes, que estudiaremos con detalle en el tomo II.

Sin embargo, como quiera que en estos casos el coste del metro lineal de pontón suele ser bastante más económico que el de igual longitud del puente que viene a sustituir, ya dijimos en el capítulo anterior que es casi siempre preferible aumentar el número de arcos o tramos del grupo de pontones, hasta que la luz lineal se aproxime al ancho máximo de avenidas.

La ruina por escasez de cimientos de un puente importante produce una perturbación considerable en la vida comercial de una región.—El Ingeniero debe evitar esta contingencia en la medida de los recursos de que disponga y del tráfico de la vía.

En cambio, la destrucción de una alcantarilla en una carretera no es catastrófica; puede improvisarse un paso provisional con rapidez; la reconstrucción tampoco suele ser cara.—No es, pues, preciso extremar las condiciones de resistencia de los cimientos en estas pequeñas obras.

Por estas razones, los procedimientos de cimentación que se emplean para ellas son los más sencillos y económicos.

Si el terreno es duro e insocavable, no cabe dudar que con

(1) Designase en Ingeniería, con el nombre de *agotamiento*, la operación que consiste en la extracción del agua de filtración que invade los fondos de las excavaciones practicadas en terrenos húmedos, o en el que discurren corrientes subálveas.



pequeñas excavaciones se consigue cimentar directamente la base de los apoyos de fábrica de estos grupos.

Cuando los cauces de los ríos son susceptibles de socavaciones y que fueran caros los agotamientos precisos para alcanzar con el cimiento directo la profundidad necesaria, es preferible recurrir a pilotaje de madera o, mejor aún, de hormigón armado (fig. 226), cuyas cabezas se envuelven en una solera de hormigón, sobre la que se levanta la pila o estribo, sobre los que a su vez se apoyan los arcos o los tramos rectos del pontón.

Si el grupo de pontones está constituido por tramos rectos de hormigón armado, el cimiento más económico es el de constituir los apoyos por palizadas con pilares de hormigón armado, que, terminados en punta, se hincan dentro del terreno y sirven de cimiento al mismo tiempo, según hemos visto en el capítulo X (figuras 217, 218 y 219), páginas 235 y siguientes.

En ambos sistemas de cimientos, los pilotes deben hincarse hasta el terreno firme o, por lo menos, a profundidades que no puedan alcanzar las socavaciones.

Cuando el terreno firme se encuentre a profundidades de 2 a 4 m., y que para alcanzarlo se precisaran agotamientos considerables, puede también cimentarse sobre tubos o cajones hincados por el llamado *sistema indio*, que permite reducir la importancia de las filtraciones y, por lo tanto, de los agotamientos.

Así, por ejemplo, hicimos para un pontón del ferrocarril de Tánger a Fez (fig. 227).

Sus estribos se apoyan sobre 6 tubos de hormigón de 1 y 1,50 metros de diámetro interior y exterior y 2,50 m. de longitud.

Apoyados verticalmente sobre el terreno, se excavó dentro del tubo; el peso de éste lo hacía descender a través de la excavación. Las filtraciones, *que entonces sólo se producen por el fondo*, se agotaron con facilidad, y una vez alcanzada la capa de arcilla dura, que se encontraba a 4,20 m., se rellenaba el tubo de hormigón.

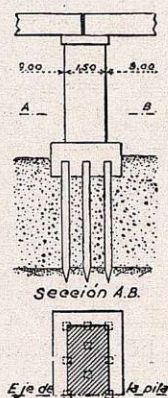


Fig. 226

Cimientos en terrenos inclinados. — Si la inclinación del terreno excede de 20° , para prevenir el corrimiento de los cimientos deben éstos escalonarse, como se aprecia en las figuras 195 a 199, páginas 215 a 217, análogamente a lo que hemos dicho al ocuparnos de los muros (pág. 163).

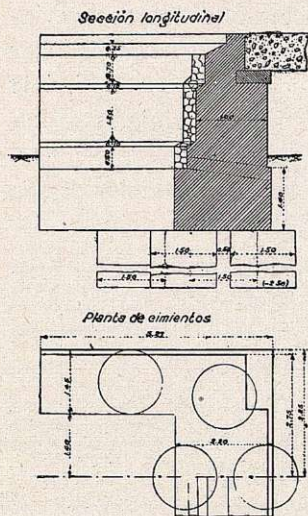


Fig. 227

Las huellas de estos escalones serán aproximadamente horizontales; las contrahuellas verticales, en terrenos de roca y algo inclinados, de $1/4$ a $1/2$, cuando el suelo no es duro.

Aguas arriba y aguas abajo, estas soleras escalonadas deben estribarse más fuertemente.—La fábrica preferible es el hormigón.—Sus espesores variarán, según la importancia de la obra, entre 0,20 y 0,60 m.; el ancho y altura de los escalones, según la

pendiente, de 0,40 a 1 metro.

Cimientos de muros en vuelta y en aletas. — Estos muros son *obras accesorias* de los estribos, pues su destrucción parcial o total no lleva consigo la del paso de la vía.

Además, la violencia de las socavaciones es menos sensible a lo largo del extremo de unas aletas o de un muro en vuelta, que entre los estribos y pilas, donde el cauce está concentrado.

Por lo tanto, casi siempre será superfluo cimentar estos muros a iguales profundidades que los apoyos propiamente dichos; debe, pues, reducirse gradualmente la importancia de los cimientos a medida que el muro se aleja del apoyo, ya

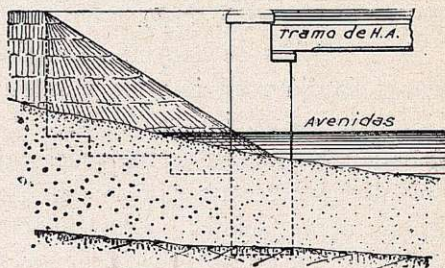


Fig. 228



siguiendo un plano inclinado, ya con escalones si el terreno tiene fuerte inclinación (figura 228).

Pero los estribos deben siempre cimentarse con iguales condiciones de resistencia que las pilas, para que las socavaciones que pudieran sufrir los cimientos de los muros en vuelta o aletas, fácilmente reparables, no puedan afectar a la estabilidad de la obra propiamente dicha.





FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

CUARTA PARTE

SINTESIS DEL TOMO I Y APENDICES

CAPITULO XIII — Síntesis del Tomo I.

APENDICE N.º 1 — Pliego general de condiciones para la recepción de los aglomerantes hidráulicos en las obras de carácter social.

APENDICE N.º 2 — Condiciones facultativas generales aplicables a todas las obras de hormigón armado.

APENDICE N.º 3 — Memoria de los nuevos modelos de pequeñas obras de fábrica para carreteras.

APENDICE N.º 4 — Condiciones facultativas especiales para las pequeñas obras de fábrica.

APENDICE N.º 5 — Condiciones facultativas especiales para los tramos rectos de hormigón armado.

APENDICE N.º 6 — Condiciones facultativas especiales para los puentes en arco de hormigón armado.





CAPITULO XIII

Síntesis del Tomo I

Clases de materiales.—Precio de las unidades de obra.—Tipos de muros.
Tipos de pequeñas obras.—Conclusión.

Ante la variedad de clases de materiales, de disposiciones de muros, de tipos de toda clase de pequeñas obras, que hemos ido analizando en este tomo, parecen a primera vista muy indeterminadas las soluciones que en cada caso convenga adoptar.

Y, sin embargo, aunque todos los problemas constructivos de esta índole tengan muchas y variadas soluciones, un gran número de ellas deben desecharse desde luego después de un ligero examen, algunas merecen compararse técnica y económicamente, y si se apura el problema, es fácil llegar a la solución *óptima* para cada obra.

Para facilitar esta tarea eliminatoria conviene resumir sintéticamente las cualidades de las diferentes clases de materiales y de los tipos de muros y pequeñas obras que se estudiaron en los anteriores capítulos.

Clases de materiales.—Para muros y pequeñas obras, la mampostería es el material más económico, cuando las canteras están próximas, y sobre todo, cuando las trincheras de la explanación contengan rocas aprovechables.

Los muros de sostenimiento o contención, los de pie o de revestimiento, no necesitan careo de sus paramentos, ni impostas



de sillería, a menos que estén en calles de poblaciones que exijan algún sacrificio decorativo.

Si la piedra estuviera en bancos o se prestara a paramentos averrugados, éstos mejorarán su aspecto, sin aumento sensible de coste.

En las pequeñas obras también debe darse la preferencia a la mampostería, incluso para las bóvedas, pues aun para luces de 8 y 9 metros, pueden éstas construirse con mampuestos, desbastando ligeramente los planos de juntas, si la cantera no los diese ya en bancadas.

Si no hubiese buena piedra para mampostería a proximidad de la obra, pero existiesen gravas, deben emplearse hormigones moldeados en masa, reduciéndose el gasto, sin perjuicio de la resistencia, incorporando a las fábricas grandes cantos o mampuestos, en los macizos de muros, cimientos, estribos y pilas, puesto que hemos dicho que estos hormigones ciclópeos son más densos, menos permeables y hasta más resistentes que los compuestos sólo con gravas o piedras machacadas.

Si la mampostería no se prestara a un desbaste económico para ser empleada en bóvedas, se construirán también éstas con hormigón.

La sillería y hasta el sillarejo deben proscribirse también de las pequeñas obras, salvo en algunas impostas y albardillas; en todo caso, su labra deberá ser muy somera.

El ladrillo sólo debe emplearse cuando no haya piedra, aumentando los espesores en proporción a la menor densidad y resistencia de este material.

Respecto a morteros, deben ser preferidos los de cemento con dosificaciones variables, según el trabajo y la impermeabilidad de las diferentes partes de la obra.

El hormigón armado exige excelentes arenas y gravillas. Si no las hubiere, habrá que fabricarlas para obtener una buena composición granulométrica, ya que hemos demostrado la decisiva influencia de la calidad de las arenas en la resistencia de morteros y hormigones.

Precios de las unidades de obra.—Los gastos de mano de obra y adquisición de materiales para todas las clases de fabri-



ca han aumentado en proporción de 200 a 300 por 100 desde el año 1914, y no sólo por la elevación de los salarios y la reducción de horas de trabajo, sino por el menor rendimiento del trabajo, que es, sobre todo, sensible en los obreros especializados.

Por este motivo, conviene al Ingeniero proyectar con vistas a la ejecución de las obras con peones sin oficio, más dúctiles y manejables, y con medios auxiliares mecánicos, si no quiere exponerse a encarecer el gasto de la obra y a prolongar su plazo de ejecución.

Pero aun así, los precios de las distintas unidades de obra varían esencialmente, según las *regiones*, los *salarios* de la localidad, regulados por la oferta y la demanda, las *distancias* y *dificultades de transporte* de los materiales, y, por último, los *volumenes* de obra a ejecutar y las dosificaciones de los morteros.

Para formarse idea de las diferencias de estos precios indicamos a continuación los límites entre los que pueden variar hoy día:

m³ de excavación para cimientos (según la dureza, la profundidad e importancia de filtraciones):

En arenas o tierras en seco	1 a 3
" " " con agotamientos	1 a 40
En roca en seco	3 a 6
" " con agotamientos	6 a 50

m³ de fábrica para cimientos con mortero hidráulico:

Mampostería ordinaria hidráulica	20 a 40
Hormigón ordinario	40 a 70
Hormigón ciclópeo	30 a 60

m³ de fábrica para alzados con mortero hidráulico:

Mampostería ordinaria	25 a 50
" careada	30 a 60
" concertada	40 a 70
Ladrillo ordinario	50 a 90
Sillarejo	60 a 100
Sillería	100 a 200
Hormigones moldeados	60 a 100

Hormigón armado (incluso moldes):

m ³ de hormigón fino para tramos rectos	80 a 120
" " " arcos	90 a 140
Kilogramo de acero para armaduras	1 a 1,50

PILOTES:

Metro lineal de pilote de H. A. hincado	30 a 80
---	---------

Gastos de *Cimbras y andamiajes* (hasta pontones):

Por m² de desarrollo de intradós 3 a 15

Uno de los factores que más influyen en el coste de las obras de fábrica, sobre todo en cimientos y obras de hormigón armado, es la cantidad de obra que haya que ejecutar, pues los medios auxiliares, cimbras y andamios, así como el aprendizaje de todas las operaciones, son gastos generales, que deben amortizarse en el volumen total que se ejecute, y que se reduce por unidad a medida que el número de éstas crece.

Es, pues, un factor que debe tenerse muy en cuenta al fijar los precios unitarios que han de estudiarse con los datos tomados en cada localidad (1).

Tipos de muros.—En cada perfil deben compararse los muros de sostenimiento con las diferentes soluciones posibles de muros de pie que consigan igual objeto.—Se ahorrarán así volúmenes considerables de fábrica.

Los taludes interiores deben ser verticales, y, mejor aún, en desplome; a los paramentos exteriores conviene darles el mayor talud, compatible con un económico cimiento.

No suelen convenir los muros con contrafuertes, ni los de hormigón armado, sino en casos especiales, en poblaciones o en muelles, y deben entonces compararse económicamente los diferentes tipos aplicables a cada caso, que se diferencian sensiblemente en su coste, según las circunstancias locales y los cimientos posibles.

Tipos de pequeñas obras.—Los caños aislados o en grupos, sobre todo con pendientes, dan casi siempre desahío bastante para la mayor parte de los talwegs, debiéndose, por lo tanto, reservar el empleo de tajeas, alcantarillas y pontones para los casos inevitables.

(1) La Dirección general de Obras públicas ha publicado en 1920 un documentado e interesante trabajo que el Ingeniero D. José Cabestany redactó por encargo de la Dirección y que contiene numerosos datos para el cálculo de los precios elementales de todas las unidades.—Aunque aquel trabajo se hizo para aplicar sus resultados a la revisión de precios de Caminos Vecinales, pueden los elementos de sus precios utilizarse para los proyectos de obras de fábrica.



Todas estas obras deben proyectarse *a la medida del terreno*, comparando las soluciones más racionales.

No se construirán tampoco *obras altas*, sino cuando se adquiera la certeza de que resultarán más económicas que las *obras bajas*, aisladas o en grupos.

Las losas y tramos rectos de hormigón armado deben emplearse:

a) En terrenos blandos que no convenga someter a grandes presiones ni a empujes oblicuos.

b) En rasantes bajas, con las que los tímpanos de arcos manguan la sección de desagüe.

c) En ríos que permitan cimientos fáciles y económicos y puedan multiplicarse los apoyos, sustituyéndose entonces los puentes por grupos de tramos.

d) Cuando se repita en gran número el tipo de una obra, pues entonces el coste de los moldes se amortiza y la construcción sucesiva de varios tramos análogos reduce la mano de obra.

e) Los pequeños tramos rectos son más económicos que las bóvedas.

Conclusión. — Suelen los Ingenieros desdeñar estos problemas, pues el cultivo intensivo de las matemáticas no siempre produce sabios, sino que a veces engendra pedantes.

Creen algunos técnicos, empachados por la ciencia, no siempre bien digerida, que sus privilegiados cerebros sólo deben ocuparse de elevadas especulaciones y que la elección y estudio de materiales y de modelos para muros vulgares e insignificantes alcantarillas, corresponden a subalternos de menor categoría cultural.

Olvidan con ello que el importe total de estas obras excede casi siempre al de los puentes, cuyo estudio se reservan; de poco les servirá afinar el peso del hierro o el volumen de la sillería de una construcción importante si en proyectos de muchos muros y de numerosas obras pequeñas no preside una inteligente selección.

Y, sin embargo, el trabajo que los Ingenieros dediquen al es-



tudio minucioso y completo de cada uno de estos problemas les permitirá obtener economías considerables, en todo casi infinitamente superiores al valor del tiempo que a ello dediquen.

Si no lo hicieran por espontánea conciencia profesional, deberá estimularles al ahorro que produzcan a la Administración que les paga. Esta concluye siempre por apreciar el buen rendimiento de sus técnicos, y posterga, en cambio, con justicia, a los que limitan su esfuerzo al estricto y mínimo cumplimiento de sus obligaciones.

Como he dicho en el Prólogo de este libro, el *Ingeniero es un Gerente* de los intereses que se le confían y debe perseguir, más que su lucimiento, la racional economía de las obras.

Y así como los Bancos suelen obtener mayores y más seguras ganancias con las infinitas menudencias de giros y descuentos que con grandes operaciones financieras, así los Ingenieros consiguen provechos más inmediatos y tangibles con la repetición de pequeños y vulgares problemas, que con la feliz resolución de proyectos grandiosos, que en pocas ocasiones se presentan.

No hay, pues, desdoro en descender de las cumbres de la Ciencia, poniendo únicamente en juego el buen sentido para conseguir el ahorro de unos miles de pesetas; ya tendrá el técnico otras ocasiones de conseguir análoga finalidad mediante las acrobacias de la mecánica y el derroche de integrales.



APÉNDICE 1.º

Pliego general de condiciones para la recepción de los aglomerantes hidráulicos en las obras de carácter social

(Aprobado por R. O. de 25 de febrero de 1930)

CAPITULO PRIMERO

Cemento Portland

Artículo 1.º *Definición.*—Se aplica la denominación de cemento Portland al producto reducido a polvo fino que se obtiene por la calcinación, hasta un principio de fusión de mezclas muy íntimas, artificialmente hechas y convenientemente dosificadas, de materias calizas y arcillosas, sin más adición que la de yeso, que no podrá exceder del tres por ciento (3 por 100).

Artículo 2.º *Composición química.*—El peso de la materia insoluble en ácido clorhídrico diluído será inferior al uno y medio por ciento (1,5 por 100).

No se considerará como insoluble la sílice gelatinosa que pudiera producirse.

El cociente de dividir el tanto por ciento en peso de la cal por la suma de los tantos por ciento en peso de sílice, alúmina y óxido férrico, ha de quedar comprendido entre uno con ocho décimas (1,8) y dos con tres décimas (2,3).

El cociente de dividir el tanto por ciento de la sílice por el tanto por ciento en peso de la alúmina no ha de resultar inferior a dos y medio (2,5). Las cantidades en peso de magnesia y anhídrido sulfúrico no excederán del cinco por ciento (5 por 100) y dos y medio por ciento (2,5 por 100), respectivamente, ni la suma de ambas cantidades del seis y medio por ciento (6,5 por 100).

El azufre total no excederá del uno y veinticinco centésimas por ciento (1,25 por 100).

La cantidad de agua del cemento no excederá del dos por ciento (2 por 100) en peso, ni la pérdida de peso por calcinación será mayor del cuatro por ciento (4 por 100).

La toma de muestras y su envío al Laboratorio oficial se verificará dentro de un plazo de quince días de la fecha de la entrega.



Art. 3.º *Finura de molido*.—Los residuos máximos en peso del cernido del cemento serán los siguientes:

Sobre el tamiz de novecientas mallas (900) por centímetro cuadrado, uno por ciento (1 por 100).

Sobre el tamiz de cuatro mil novecientas mallas (4.900) por centímetro cuadrado, dieciséis por ciento (16 por 100).

Artículo 4.º *Densidad real*.—La densidad real del cemento desecado será igual o superior a tres y cinco centésimas (3,05).

Artículo 5.º *Fraguado*.—El fraguado de la pasta normal de cemento conservado en agua dulce no empezará antes de cuarenta y cinco minutos (45), contados desde que se principió a amasar, y terminará antes de las doce horas (12), a partir del mismo momento.

Artículo 6.º *Estabilidad de volumen*.—La pasta normal de cemento tendrá un volumen constante, propiedad que se comprobará con el examen de galletas conservadas en el aire, en el agua dulce y sometidas a la acción del agua hirviendo.

Artículo 7.º *Resistencias*.—*Resistencias por tracción*.—Las resistencias mínimas de las probetas en forma de ocho, hechas con mortero compuesto de una parte en peso de cemento y tres de arena normal, serán las siguientes:

A los siete días (7), uno (1) en aire húmedo y seis (6) en agua dulce, diecinueve (19) kilogramos por centímetro cuadrado.

A los veintiocho días (28), uno (1) en aire húmedo y veintisiete (27) en agua dulce, veintitrés kilogramos y medio (23,5) por centímetro cuadrado.

Resistencia por compresión.—Las resistencias mínimas de las probetas en forma cúbica, hechas con mortero compuesto de una parte de cemento y de tres de arena normal, en peso, serán las siguientes:

A los siete días (7), uno (1) en aire húmedo y seis (6) en agua dulce, ciento noventa (190) kilogramos por centímetro cuadrado.

A los veintiocho días (28), uno (1) en aire húmedo y veintisiete (27) en agua dulce, doscientos ochenta (280) kilogramos por centímetro cuadrado.

CAPITULO II

Cementos de gran resistencia

CEMENTOS ALUMINOSOS

Se llama cemento aluminoso al obtenido por la cocción de una mezcla íntima, de la que son elementos esenciales la bauxita y el carbonato de cal, siempre que en el producto resultante la cantidad de alúmina sea inferior al cuarenta (40) por ciento y superior al treinta (30), y la de óxido de hierro no exceda del dieciocho (18) por ciento.

Artículo 8.º *Finura de molido*.—Dejará un residuo de cinco décimas (0,5) por ciento en el tamiz de novecientas (900) mallas, y menos del seis (6) por ciento en el de cuatro mil novecientas (4.900) mallas.

Artículo 9.º *Peso específico real*.—Será superior a tres con cinco centésimas (3,05).

Artículo 10.º *Fraguado*.—No empezará antes de los treinta (30) minutos, ni terminará después de las cuatro (4) horas de amasado.

Artículo 11. *Estabilidad de volumen.*—Las galletas fabricadas con pasta pura, con la dosificación de agua suficiente determinada por ensayos previos, no acusarán grietas superficiales después del fraguado.

Artículo 12. *Resistencias.*—Con probetas en forma de ocho fabricadas con pasta pura, la tracción media en series de seis probetas no será inferior a veintiocho (28) kilogramos por centímetro cuadrado a las veinticuatro (24) horas, y llegará a sesenta (60) kilogramos por centímetro cuadrado a los tres días.

En hormigones compuestos de gravilla comprendida entre uno (1) y dos (2) centímetros y arena silícea de grano comprendida entre uno (1) y uno y medio (1,5) milímetros, dosificando a razón de ochocientos cuarenta (840) litros de gravilla, cuatrocientos (400) litros de arena, trescientos (300) kilogramos de cemento y ciento treinta (130) litros de agua, formando probetas cúbicas de veinte (20) centímetros de arista, comprimidas con treinta (30) golpes de maza de cinco (5) kilogramos de peso, cayendo de veinte (20) centímetros de altura, la resistencia a la compresión deberá exceder a las siguientes cifras:

A las veinticuatro horas, 220 kilogramos por centímetro cuadrado.

A los veintiocho días, 230 kilogramos por centímetro cuadrado.

CAPÍTULO III

Supercementos

Se llama supercemento al cemento de gran resistencia inicial, que contiene los elementos esenciales del cemento Portland en proporciones que pueden variar de aquéllos, siempre que las sustancias nocivas (azufre, magnesia y anhídrido sulfúrico) no excedan de los límites admitidos para el Portland, y que las adiciones, si las tuviere, no excedan del seis (6) por ciento.

Artículo 13. *Finura de molido.*—Dejará un residuo máximo de cinco décimas (0,5) por ciento en el tamiz de novecientas (900) mallas y un seis (6) por ciento en el de cuatro mil novecientas (4.900) mallas.

Artículo 14. *Peso específico real.*—Será superior a tres con cinco centésimas (3,05).

Artículo 15. *Fraguado.*—No deberá empezar antes de los treinta (30) minutos de amasado, ni terminará después de las diez (10) horas.

Artículo 16. *Estabilidad de volumen.*—La pasta normal de cemento tendrá volumen constante, propiedad que se compondrá por las galletas fabricadas al aire y sometidas a la acción del agua hirviendo.

Artículo 17. *Resistencias.*—La resistencia a la tracción sobre morteros 1:3 con arena silícea de 1 mm. a 1,5 mm., alcanzará las siguientes cifras:

A los tres días, 25 kilogramos por centímetro cuadrado.

A los siete días, 30 kilogramos por centímetro cuadrado.

A los veintiocho días, 38 kilogramos por centímetro cuadrado.

A la compresión, las resistencias serán:

A los tres días, 250 kilogramos por centímetro cuadrado.

A los siete días, 350 kilogramos por centímetro cuadrado.

A los veintiocho días, 450 kilogramos por centímetro cuadrado.

En hormigones, sobre cubos de veinte (20) centímetros de arista, dosificados con cuatrocientos (400) litros de arena silícea de 1 a 1,5 mm., ochocientos cuarenta (840) litros de gravilla redondeada de 1 a 2 cm., ciento treinta (130) litros



de agua y trescientos (300) kilogramos de cemento, después de comprimir la masa por medio de una maza de cinco (5) kilogramos cayendo de veinte (20) centímetros de altura sobre una chapa que tape la probeta, dando veinte (20) golpes, la resistencia deberá alcanzar los siguientes valores:

A los dos días, 180 kilogramos por centímetro cuadrado.

A los siete días, 230 kilogramos por centímetro cuadrado.

CAPITULO IV

Cementos de escorias

El cemento de escorias es un producto hidráulico obtenido por la molienda de escoria granulada de alto horno y de un mínimo de un quince (15) por ciento en peso de clinker de cemento Portland, siendo ambos productos molidos simultáneamente para conseguir una mezcla íntima.

La relación entre los elementos componentes deberá cumplir la siguiente desigualdad:

$$\frac{\text{CaO} + \text{MgO}}{\text{SiO}_2 + \frac{1}{3} \text{Al}_2\text{O}_3} > 1$$

Las adiciones para regular el fraguado no excederán del tres (3) por ciento del peso.

Artículo 18. *Finura de molido*.—Deberá dejar un residuo inferior al uno (1) por ciento en el tamiz de novecientas (900) mallas y menos de doce (12) por ciento en el de cuatro mil novecientas (4.900) mallas.

Artículo 19. *Peso específico real*.—Será mayor de tres con cinco centésimas (3,05).

Artículo 20. *Fraguado*.—No debe comenzar antes de una hora ni terminar después de las doce horas, a partir del momento de amasado.

Artículo 21. *Estabilidad de volumen*.—Lo mismo que el Portland, o sea: con la pasta normal se forman sobre placas de cristal perfectamente limpias tres galletas de unos 10 centímetros de diámetro con 15 milímetros de espesor en el centro y nulo en los bordes.

Una de las galletas se conserva en aire húmedo; otra, a las veinticuatro horas, se sumerge en agua dulce, y la tercera se somete a la acción del agua caliente, cuya temperatura se eleva hasta cien (100) grados centígrados, durante media hora, y se mantiene después en este calor durante dos horas y media.

Las dos primeras galletas se observan a los siete y a los veintiocho días, anotándose todas las deformaciones que presenten.

Cuando el resultado del ensayo en agua caliente es satisfactorio, se dará por bueno el cemento; en el caso de que el resultado fuese nulo, todavía no se desechará el cemento, esperando el que dé la prueba en frío, que será la definitiva.

Durante la fabricación de las galletas y durante su conservación, las temperaturas del aire y el agua estarán comprendidas entre quince (15) y dieciocho (18) grados centígrados, el ambiente será húmedo y no habrá corrientes de aire.

Artículo 22. *Resistencias*.—En mortero uno por tres (1 por 3), la resis-

tencia a la tracción será superior a diecisiete (17) kilogramos por centímetro cuadrado a los siete (7) días, y veinte (20) kilogramos por centímetro cuadrado a los veintiocho (28) días.

A la compresión, el mortero uno por tres (1 por 3) deberá dar ciento setenta (170) kilogramos por centímetro cuadrado a los siete (7) días, y doscientos diez (210) kilogramos por centímetro cuadrado a los veintiocho (28) días.

CAPITULO V

Cementos puzolánicos

Artículo 23. *Definición.*—Se llama cemento puzolánico al que se forma al añadir al Portland una puzolana.

El Portland ha de tener las cualidades que para él se determinan en este pliego.

La puzolana tendrá las que se señalan a continuación:

Artículo 24. *Puzolana.*—Se considera como puzolana, a los efectos de este pliego, a todo producto, natural o artificial, que, mezclado con la cal grasa, forma compuestos hidráulicos.

Artículo 25. *Molido.*—El cemento puzolánico tendrá el mismo grado de finura que el Portland.

Artículo 26. *Estabilidad de volumen.*—La estabilidad de volumen se ajustará a las prescripciones fijadas en este pliego para el Portland.

Artículo 27. *Resistencias.*—No bajarán de las del Portland, rebajadas en un veinte (20) por ciento.

Artículo 28. *Inalterabilidad.*—Se medirá la cantidad de cal libre que existe en el cemento, la cual deberá disminuir progresivamente de tal modo que al cabo de un mes quede menos de un treinta (30) por ciento.

CAPITULO VI

Cementos Zumaya

Artículo 29. *Definición.*—Se llama cemento Zumaya, o simplemente Zumaya al cemento natural de fraguado rápido obtenido por la calcinación de margas, sin adición de materiales en crudo ni en frío, y que son análogos a los fabricados en la región cementera de Zumaya.

Este cemento, que tomamos como tipo, se describe así:

Se obtiene por la calcinación de margas, cuya composición es la siguiente:

Sílice, de 17,5 a 23 por 100.

Oxido férrico, de 1,5 a 3 por 100.

Alúmina, de 6,5 a 11 por 100.

Cal, de 33,5 a 37 por 100.

Magnesia, de cero a 1,5 por 100.

Estas margas se calcinan con lignitos incorporados al material de origen en una proporción de trescientos (300) a trescientos cincuenta (350) kilogramos por tonelada de cemento producido, siendo la composición del combustible la siguiente:



Análisis inmediato:

Humedad, de 2,30 a 5,50 por 100.
Volátiles, de 6 a 13 por 100.
Cenizas, de 66 a 71 por 100.
Carbono fijo, de 15 a 21 por 100.
Potencia calorífica, de 1.400 a 1.650 calorías.

Análisis elemental:

Carbón fijo, de 15 a 21 por 100.
Hidrógeno, de 1 a 1,50 por 100.
Nitrógeno, de cero a 1 por 100.
Azufre, de cero a 3,80 por 100.
Oxígeno, de 4,50 a 6 por 100.
El lignito utilizado como combustible incorpora al cemento sus cenizas puzolánicas de la siguiente composición:
Sílice, 45 a 58 por 100.
Alúmina, 20 a 30 por 100.
Óxido férrico, 9 a 13 por 100.
Cal, 5 a 8 por 100.
Magnesia, cero a 1,75 por 100.
Otros álcalis, cero a 2 por 100.
Anhídrido sulfúrico, de cero a 5 por 100.

Artículo 30. *Análisis químico*.—El cemento de Zumaya no contendrá más del 3,5 por 100 de anhídrido sulfúrico, ni una cantidad de magnesia superior a 1,5 por 100, y la pérdida al fuego no excederá de 10 por 100.

Artículo 31. *Fraguado y variación de volumen*.—El fraguado del Zumaya empezará de tres (3) a quince (15) minutos y terminará de cinco (5) a veinticinco (25) minutos. Este cemento se someterá a las mismas pruebas en frío que el Portland, para medir la variación de volumen, y no ha de acusar variación en un plazo de siete (7) días.

Artículo 32. *Molido*.—En el cedazo de trescientas veinticuatro (324) mallas dejará un residuo menor del cuatro (4) por ciento.

En el de novecientas (900) mallas el residuo será menor del diecisiete (17) por ciento.

En el de cuatro mil novecientas (4.900) mallas el residuo no excederá del treinta y cuatro (34) por ciento.

Artículo 33. *Resistencias*.—Las probetas, tanto para la tracción como para la compresión, serán de las dimensiones corrientes utilizadas en el Portland, pero tan sólo con pasta normal, fabricada con cincuenta (50) por ciento de agua.

Las probetas para hallar la resistencia en el agua estarán el primer día en el aire, y después se sumergirán en agua dulce, sujetándose a las mismas condiciones de temperatura, presión y humedad que para el Portland.

Sólo se harán pruebas a los siete (7) y a los veintiocho (28) días.

Resistencias mínimas a la tracción en el aire (pasta pura):

A los siete días, 8 kilogramos.
A los veintiocho días, 10 ídem.



Resistencia mínima a la tracción en el agua (pasta pura):

A los siete días, 6 kilogramos.

A los veintiocho días, 8 ídem.

Resistencia mínima a la compresión en el aire (pasta pura):

A los siete días, 35 kilogramos.

A los veintiocho días, 40 ídem.

Resistencia mínima a la compresión en el agua (pasta pura):

A los siete días, 30 kilogramos.

A los veintiocho días, 35 ídem.

Disposiciones generales

Las condiciones de este pliego serán siempre preceptivas en las obras de carácter oficial, mientras no sean modificadas de un modo explícito y terminante por el pliego de condiciones particulares, que en este caso habrá de ser aprobado con los requisitos siguientes:

1.º Que en la Memoria del proyecto se haya justificado debidamente la necesidad de la excepción que se proponga.

2.º Que sobre ella haya informado el Consejo de Obras públicas.

Todos los ensayos necesarios para comprobar si un cemento determinado satisface o no las condiciones consignadas en este pliego se realizarán con estricta sujeción a las instrucciones que se expresan al final del mismo.

Los ensayos que se indican en los artículos 3.º, 5.º, 6.º y los de siete días del artículo 7.º se harán en obra, y su resultado será suficiente para rechazar el cemento y también para recibirlo si la fábrica está sometida a la inspección oficial.

En casos de disconformidad entre receptor y suministrador, se practicarán los ensayos completos por el Laboratorio de la Escuela de Caminos.

PROCEDIMIENTO PARA TOMAR LAS MUESTRAS

Las muestras para hacer los ensayos se tomarán de varios barriles o sacos de los que constituyen la partida y se mezclarán todas muy íntimamente, para formar una sola muestra de calidad media, que será la que se ensaye. Además se recomienda un ensayo independiente de algunas de las muestras parciales.

Al tomar las muestras se procurará no tomar el material en contacto con las superficies de los envases.

El cemento debe enviarse en envases que le preserven de la humedad.

PRUEBAS

Las pruebas preceptivas en obra terminarán antes de transcurrir los veinte días de haberse entregado el cemento, y consistirán estas pruebas en ensayo



de cernido, estabilidad de volumen, fraguado y resistencia a la tracción a los siete días. Las demás pruebas se efectuarán en el Laboratorio oficial.

Los cementos blancos y los de colores crema, rosa, etc., que se emplean por esta cualidad en fines decorativos, no se considerarán como cementos Portland y no podrán, por consiguiente, emplearse con este nombre en las obras a que se refiere el presente pliego.

Instrucciones

ANÁLISIS QUÍMICO

Sílice y materia insoluble.—Dos gramos del cemento previamente desecado a 110° centígrados se colocan en una cápsula de platino, se agrega agua destilada y 20 centímetros cúbicos de ácido clorhídrico, y se calienta suavemente hasta que el ataque sea completo, lo cual se favorece agitando con una varilla de vidrio de punta redondeada. Se evapora hasta sequedad en baño de arena, cuidando de que la temperatura no pase de 140° centígrados. El residuo de la evaporación a sequedad se retira, se deja enfriar y se añaden 20 centímetros cúbicos de ácido clorhídrico, diluidos en doble o triple volumen de agua destilada, y se vuelve a evaporar a sequedad, con las precauciones indicadas. Terminada esta segunda evaporación y irió el contenido, se humedece éste con ácido clorhídrico concentrado, y algunos minutos después se agrega agua destilada, se calienta, se deja enfriar, se filtra y lava el precipitado en la cápsula y en el filtro, hasta que unas gotas de agua del lavado, recogidas en una cucharilla de platino y evaporadas a sequedad, no dejen mancha alguna.

El filtro y su contenido se colocan en un crisol de platino tarado, se seca, se calcina en la mufla y se pesa. Restando del peso obtenido el de las cenizas del filtro, tendremos el peso correspondiente a la sílice activa o soluble, más el residuo insoluble. La calcinación se repite hasta obtener un peso constante.

Calcinado y pesado el residuo insoluble más la sílice, se hace la separación, tratando el calcinado por 10 centímetros cúbicos de ácido fluorhídrico y cuatro gotas de ácido sulfúrico; se evapora hasta sequedad con calor suave, se calcina en el soplete de gas durante dos minutos, se enfría y se pesa; lo que queda en la cápsula es el residuo insoluble, y la diferencia entre el peso obtenido antes y este último es el peso de la sílice activa o soluble.

Se puede determinar también el residuo insoluble tratando un gramo del cemento por un poco de agua y 10 centímetros cúbicos de ácido clorhídrico hasta que el ataque sea completo; se filtra y lava el filtro, primero con una disolución al 3 por 100 de potasa hirviendo, para disolver la pequeña cantidad de sílice que haya podido agregarse, y después con agua destilada y caliente.

Alúmina y óxido férrico.—El líquido que se obtiene al recoger la sílice más la materia insoluble se divide en dos partes iguales: en una de ellas se determina la alúmina y el óxido férrico juntos, y en la otra, este último; por diferencia se obtiene la alúmina.

La operación se lleva paralela y separadamente en ambos líquidos.

Reducidos éstos a unos doscientos centímetros cúbicos, se añaden unas gotas de ácido nítrico, y muy lentamente amoníaco concentrado, hasta que la reacción sea básica, y se hierven hasta que se desprenda el exceso de amoníaco.



Los precipitados de hidrato de hierro y albúmina se recogen en los filtros, que se lavan perfectamente. Cuando se desea gran precisión se disuelven nuevamente en ácido clorhídrico y se vuelven a precipitar los óxidos como se ha dicho.

El precipitado de uno de los filtros se deseca, se calcina en un crisol de porcelana en la mufla y se pesan juntos los dos óxidos de hierro y de aluminio.

El precipitado contenido en el otro filtro se disuelve en unos centímetros cúbicos de ácido sulfúrico; se añaden cien centímetros cúbicos de agua y 10 gramos de cinc puro, y se calienta hasta que la reducción del sulfato férrico sea completa; se filtra sobre lana de vidrio, se lava bien con agua y se dosifica el hierro con una solución de permanganato potásico, valorada de modo que un centímetro cúbico represente menos de cuatro miligramos de óxido férrico.

Cal.—Al líquido procedente de la separación de los hidratos de hierro y aluminio reunidos se le agrega unas gotas de amoníaco, y cuando está hirviendo se trata con 40 centímetros cúbicos de una solución saturada de oxalato amónico, sin interrumpir la ebullición mientras el precipitado no adquiera la forma granular perfectamente definida, y se le deja reposar hasta que todo él se acumule en el fondo de la cápsula; se filtra, se lava y se calcina el filtro y el precipitado al soplete de gas u otro medio, a unos 1.000º centígrados; se enfría en un desecador y se pasa. Conviene repetir la calcinación para comprobar hasta obtener un peso constante.

También se debe comprobar en el líquido si toda la cal está precipitada, añadiendo unas gotas de oxalato amónico.

Magnesia.—El líquido filtrado, al separar la cal, se concentra en baño de María hasta formar un volumen de 200 centímetros cúbicos, y se añaden 20 centímetros cúbicos de amoníaco y 15 de una solución saturada de fosfato amónico, y se agita con una varilla de vidrio hasta que aparezca el precipitado. Se deja reposar unas doce horas y se filtra, lavando el precipitado; se seca, se calcina el soplete, se enfría y se pesa el pirofosfato magnésico, cuyo peso, multiplicado por 0,3663, nos da la magnesia.

Potasa y sosa.—No se hará la determinación cuantitativa de estas bases, a no ser que la suma de los demás elementos difiera mucho de ciento. En este caso se determinaría por el procedimiento Lawrence, con o sin la adición de carbonato cálcico y de cloruro amónico.

Anhidrido sulfúrico.—Se aprovecha para su determinación uno de los líquidos que se obtuvieron al precipitar los hidratos de hierro y aluminio, que no se han utilizado. Este líquido se hierve, se añaden lentamente 10 centímetros cúbicos de una solución saturada de cloruro bórico, se continúa la ebullición hasta la precipitación completa del sulfato bórico, se lava, se calcina en la mufla y se pesa. El peso del sulfato bórico, multiplicado por 0,3433, nos da el anhidrido sulfúrico.

Azufre total.—Se toma un gramo de cemento desecado y se funde con carbonato sódico y nitrato potásico en un crisol de platino, procurando que los productos de la combustión del gas, caso de emplearse éste, no se incorporen a la masa fundida, para lo cual es muy conveniente colocar el crisol sobre un agujero hecho en un cartón de amianto. Conseguida la fusión, se enfría el crisol rápidamente en agua fría y se vierte su contenido en una cápsula de porcelana, añadiendo agua hirviendo; se acidula con ácido clorhídrico y se separa la sílice y materia insoluble como ya se ha dicho. El líquido filtrado se trata



por unos 20 centímetros cúbicos de cloruro bórico, se hierve y se recoge el azufre en el estado de sulfato bórico. Este peso, multiplicado por 0,1373, nos da el azufre total.

Pérdida al fuego.—Un gramo de cemento se coloca en un crisol de platino, se calcina en el soplete de gas durante quince minutos; se pesa, se vuelve a calcinar durante quince minutos y se pesa de nuevo; la diferencia entre este último peso y el primitivo es la pérdida al fuego. Es muy conveniente que la llama del soplete esté inclinada con relación al crisol y que éste se coloque sobre un agujero hecho en un cartón de amianto.

Finura de molido.—Para determinar la finura del molido de los cementos se emplean los tres cedazos siguientes:

1.—Con 324 mallas por centímetro cuadrado y formado con hilos de 0,20 milímetros, que corresponde, aproximadamente, a la tela metálica de número 50.

2.—Con 900 mallas por centímetro cuadrado y formado con hilos de 0,15 milímetros, que corresponde a la tela metálica del número 80, aproximadamente.

3.—Con 4.900 mallas por centímetro cuadrado y formado con hilos de 0,05 milímetros, que corresponde, aproximadamente, a la tela metálica del número 190.

Para hacer el ensayo se colocan 100 gramos de cemento desecado sobre el cedazo de 324 mallas, debajo del cual están los otros dos en el orden antes citado; se tapa el primero y se toma con la mano izquierda la caja que contiene los tres cedazos, procurando que su posición sea algo inclinada; se le da un movimiento de vaivén al mismo tiempo que se golpean los costados con la otra mano, a razón de 200 sacudidas por minuto; la operación se considera terminada cuando la diferencia entre dos pesadas consecutivas de los residuos correspondientes a cada cedazo es inferior a 0,1 por 100.

Densidad real.—Como esta propiedad de la materia tiene un carácter absoluto, no hay razón alguna para preferir un procedimiento a otro, con tal que la primera cifra decimal del resultado sea exacta y la segunda se obtenga con un error menor de dos unidades.

En el Laboratorio Central se emplea el volumenómetro "Schumann", operando con 40 gramos del producto que se ensaya y con bencina pura.

Fraguado.—La duración del fraguado de los cementos lentos se refiere a la pasta normal de estos productos, definida por su consistencia con arreglo a ciertas reglas y convenios previamente establecidos.

Para determinar la cantidad de agua correspondiente a la pasta normal se toma un kilogramo de aglomerante, se le extiende sobre una mesa de mármol o pizarra, formando una corona, dentro de la cual se vierte de una vez toda el agua que se juzga necesaria; se amasa durante cinco minutos, y con parte de la pasta obtenida se llena un molde de forma tronco-cónica, con cuatro centímetros de altura, y cuyas bases tienen ocho y nueve centímetros de diámetro, respectivamente; la inferior, que es la menor, se coloca sobre una placa de cristal perfectamente limpia; después de lleno el molde con un exceso de pasta, se enrasa la base superior del tronco o cono así formado con un cuchillo, que se hace deslizar sobre los bordes de aquél.

Inmediatamente se hace penetrar en la probeta, normalmente a su base superior, con lentitud y con mucho cuidado, una sonda cilíndrica de un centímetro de diámetro y cargada con 300 gramos; la sonda ha de estar pulimentada,



ha de terminar por una sección plana y normal a su eje y ha de limpiarse con todo esmero antes de operar con ella.

Cuando el espesor de pasta que queda entre el extremo de la sonda y la base inferior de la probeta, en el momento de detenerse aquéllas, es de seis milímetros, la pasta tiene su consistencia normal; cuando es mayor o menor, se repite la operación, aumentando o disminuyendo la cantidad de agua tantas veces cuantas sean necesarias para conseguir una pasta en la que penetre la sonda 34 milímetros.

El principio y fin del fraguado se determinan con la aguja "Vicat", aparato constituido por una sonda cilíndrica de metal pulimentado, limpia, seca y terminada por una sección recta y lisa de un milímetro cuadrado de superficie (1,13 mm. de diámetro), cargada con un peso de 300 gramos.

El ensayo se hace con una probeta de pasta normal, preparada con el molde tronco-cónico antes descrito, sumergiendo éste con aquélla en agua dulce tan pronto como se ha enrasado su base superior.

A intervalos iguales de tiempo, cuya duración depende de la clase de producto que se ensaya, se saca del agua el molde con la probeta que contiene; se colocan debajo de la aguja "Vicat", se anota lo que penetra la sonda en aquélla cuando se la permite descender con mucha suavidad, para que no adquiera velocidad, y se sumergen de nuevo en agua dulce el molde con la probeta. Se dice que empieza el fraguado cuando la sonda no atraviesa por completo a la probeta, y que termina cuando la huella que produce en la base superior de la misma es inferior a un milímetro. El molde con la probeta estarán fuera del agua el tiempo estrictamente necesario para hacer los ensayos.

Los tiempos que transcurren hasta el principio y el fin del fraguado se cuentan desde el instante en que empieza el amasado de la pasta.

Tanto la temperatura del local, como la del agua con que se fabrica la pasta y la que sirve para conservarla, estarán comprendidas entre los 15 y los 18º C.

Se entenderá por agua dulce la que, siendo perfectamente clara y transparente, tiene un grado hidrométrico inferior a cinco en la escala de Boutron y Boudet.

Estabilidad de volumen.—Los ensayos para comprobar la estabilidad de volumen de los cementos se hacen de la manera siguiente:

Con la pasta normal se forman, sobre placas de cristal perfectamente limpias, tres galletas de unos 10 centímetros de diámetro, con 15 milímetros de espesor en el centro y nulo en los bordes.

Una de las galletas se conserva en aire húmedo; otra, a las veinticuatro horas, se sumerge en agua dulce, y la tercera se somete a la acción del agua caliente, cuya temperatura se eleva hasta 100º C., durante media hora, y se mantiene después en este calor durante dos horas y media.

Las dos primeras galletas se observan a los siete y a los veintiocho días, anotándose todas las deformaciones que presentan.

Cuando el resultado del ensayo en agua caliente es satisfactorio, se dará por bueno el cemento; en el caso de que el resultado fuese malo, todavía no se desechará el cemento, esperando el que dé la prueba en frío, que será la definitiva.

Durante la fabricación de las galletas, y durante su conservación, las temperaturas del aire y del agua estarán comprendidas entre 15 y 18º C., el ambiente será húmedo y no habrá corrientes de aire.



Resistencias

Resistencia por tracción.—Las probetas con las que se hace este ensayo se fabrican con mortero compuesto de una parte de cemento y tres de arena de Leucate, seca y constituida por los granos que pasen por un cedazo de mallas de milímetro y medio y sean retenidas por otro de mallas de un milímetro.

La cantidad de agua con que se amasan estos morteros se determina con la fórmula siguiente:

$$C = \frac{1}{6}P + 38.$$

C es la cantidad de agua, expresada en gramos, con que se ha de amasar un kilogramo de aglomerante y de arena; P es el peso, expresado en gramos, del agua que exige un kilogramo de cemento para formar la pasta de consistencia normal, tal como se ha definido anteriormente.

Para fabricar las probetas se mezclan en seco el cemento y la arena todo lo más íntimamente posible; se forma con la mezcla una corona, en cuyo centro se vierte de una vez todo el agua necesaria, y se amasa con una espátula durante dos minutos; esta operación se hace sobre una tabla de mármol o de pizarra dura.

La mezcla así obtenida se coloca en la amasadora tipo Steinbruck, dando 25 vueltas, y de ella se vacía en los moldes de forma de ocho colocados en el martinete "Bohme Martens", dando a la pasta 150 golpes, y se enrasa. A las veinticuatro horas se efectúa el desmolde y se sumergen las probetas en agua dulce.

El ensayo de resistencia por tracción se hace en seis probetas con el aparato "Michaelis", adoptándose como resultado la media de las cargas de rotura de las cuatro mayores.

Resistencia por compresión.—Para las probetas destinadas al ensayo de compresión se adopta la misma forma de fabricación que para las destinadas al ensayo por tracción, teniendo los moldes forma cúbica de 70 centímetros de arista interior.

La temperatura del agua para el amasado y para la conservación de las probetas que se han de romper por tracción y por compresión, así como las del ambiente donde aquéllas se preparan, estará comprendida entre 15 y 18° C.

* * *

Para los ensayos de puzolanas habrá que atenerse a lo siguiente:

1.º Se hará un completo reconocimiento, se estudiará el yacimiento desde el punto de vista geológico y se tomarán las muestras que han de someterse a los ensayos que a continuación se indican.

2.º Las muestras que se tomen para los ensayos se secarán a la temperatura de 90°, para que pierdan el agua higrométrica sin perder nada del agua combinada.

3.º Después de secas se pulverizarán, de modo que pase más del 88 por 100 por el tamiz de 4.900 mallas.

4.º Con el polvo así obtenido se formará la mezcla normal de prueba, incorporando íntimamente tres partes en peso de puzolana y una parte en peso de cal grasa completamente apagada. La cal grasa que se emplee para este en-



sayo ha de tener, por lo menos, un 95 por 100 de óxido de calcio, y se apagará con el agua estrictamente necesaria para que el apagado sea completo, lo que se conocerá cuando no se produzca elevación de temperatura por nueva adición de agua.

5.º La mezcla normal de prueba se amasará con agua dulce, cuya temperatura sea de 12 a 20º, empleando la cantidad de agua necesaria para obtener una pasta de la consistencia plástica normal, tal como se define en el pliego de condiciones para el Portland. La pasta así obtenida se echará en un molde de modo que forme una capa que tenga un espesor uniforme de 5 cm., y se someterá a la prueba de fraguado. Para esto se empleará aguja de "Vicat" de 1,66 mm. de diámetro con un peso de un kilogramo, dejándola caer desde una altura de 30 mm. Después de estar la probeta siete días en una atmósfera húmeda y a la temperatura de 12 a 20º, la aguja "Vicat" no deberá penetrar más de 7 mm.

6.º Con la mezcla normal de prueba amasada en la forma indicada en el número anterior se harán probetas iguales a las empleadas para las pruebas de resistencia del cemento. Estas probetas se conservarán durante siete días en una atmósfera de 65º de humedad, a la temperatura ya indicada, y al cabo de ese tiempo se sumergirán en agua dulce. A los veintiocho días después de fabricadas deberán tener una resistencia media a la tracción que no baje de 4 kilogramos por centímetro cuadrado.

7.º La puzolana se analizará químicamente. Sus componentes satisfarán las siguientes condiciones límites:

Sílice total, más del 45 por 100.

Agua combinada, más del 5 por 100.

Ácido sulfúrico, menos del 1 por 100.

Alúmina, 14 al 22 por 100.

Cal, menos del 12 por 100.

Las cantidades de sílice, agua combinada y ácido sulfúrico se sujetarán a los datos que preceden. En lo que se refiere a la alúmina, la cal y la magnesia, no se podrán tomar los datos anteriores como decisivos para adquirir o rechazar.

Análisis químico de los cementos de escoria.—Como hay que determinar MnO y SCa, además de todos los componentes que se determinan en el cemento Portland, proponemos la siguiente marcha analítica:

La sílice se determina por el procedimiento empleado corrientemente para otros cementos.

El método seguido para la determinación de R_2O_3 se modifica con objeto de determinar el MnO, para lo cual se toma una cantidad de solución equivalente a medio gramo de cemento, se neutraliza en frío con solución de CO_3Na_2 , se añaden 15 c. c. de solución de acetato amónico al 10 por 100, se diluye con agua hasta 400 c. c., se hierve alrededor de un minuto, se retira de la llama y se deja depositar el precipitado; en cuanto la solución está clara, se filtra y lava con agua caliente, a la que se ha añadido un poco de acetato amónico. El precipitado se disuelve en ácido clorhídrico y se vuelve a precipitar con amoníaco y cloruro amónico, según el procedimiento corriente, para determinar el R_2O_3 .

El filtrado se evapora hasta reducir su volumen a unos 400 c. c.; se añade agua de bromo hasta coloración parda, y después amoníaco en exceso; se hier-



ve hasta que el precipitado se separa en copos, se filtra y se calcina al estado de Mn^3O_4 ; se pesa y, multiplicando el peso obtenido por 0,93, tendremos el peso de MnO .

En el filtrado anterior se determina la cal por el procedimiento corriente. El SO^3 se obtiene por el procedimiento corriente.

Para obtener el azufre que hay en forma de SCa , se trata un gramo de cemento con una solución formada de 50 c. c. de agua y 20 c. c. de agua de bromo; se le deja un día en reposo, se le añade 10 c. c. ClH concentrado, se hierve hasta disolución del cemento y expulsión del bromo, se filtra y precipita por el procedimiento corriente, empleando el Cl^2Ba . Del peso del precipitado se resta el encontrado para el precipitado procedente del SO^3 , y, multiplicando la diferencia por 0,1374, tenemos el peso del S. Calculado el azufre, se transforma en SCa , y el peso de Ca que entra en la formación del sulfuro de cal debe descontarse de la cal total obtenida para determinar exactamente la CaO que tiene el cemento.

Madrid, 3 de marzo de 1930.—Aprobado este pliego general de condiciones por Real orden de 25 de febrero de 1930.—*Gelabert*.

APENDICE 2.º

Condiciones facultativas generales aplicables a todas las obras de hormigón armado

(Aprobadas por R. O. de 1.º de diciembre de 1924) ⁽¹⁾

ARTÍCULO 1.º — Arenas.

a) Las arenas empleadas en los hormigones para armar, serán preferentemente silíceas y no contendrán más de un décimo de su peso de humedad. Su composición granulométrica debe dar las siguientes proporciones en peso: granos gruesos, comprendidos entre 2 y 5 mm., 50 centésimas del total sólido por lo menos; 15 centésimas, a lo sumo, de granos medios, comprendidos entre 0,5 y 2 mm.—De no cumplirse estas condiciones, las arenas serán cribadas, hasta eliminar el exceso de granos medios, y suplir el defecto de granos gruesos.

(1) Dirección general de Obras públicas

Construcción-Carreteras

En Real orden de esta fecha me dice el Excmo. Sr. Subsecretario de este Ministerio lo que sigue:

"Su Majestad el Rey (q. D. g.), conformándose con lo propuesto por esta Dirección general y con lo informado por el Consejo de Obras públicas, ha tenido a bien aprobar el adjunto Pliego de Condiciones generales facultativas, aplicables a todas las obras de hormigón armado, y los dos Pliegos de Condiciones facultativas particulares, también adjuntos, que, además de las generales antes indicadas, deberán regir en la ejecución de los tramos rectos de hormigón armado y en la de los puentes en arco de igual material, tanto en las carreteras como en los caminos vecinales, redactados y suscritos los citados documentos por los distinguidos Ingenieros de Caminos don José Eugenio Ribera y D. Alfonso Peña, disponiendo, asimismo, que se haga presente a los Ingenieros citados el agrado con que se ha visto en este Departamento el notable trabajo por ellos realizado, y que se impriman dichos Pliegos de Condiciones para repartirlos entre las Jefaturas de los diferentes servicios.

"Lo que traslado a V. S. para su conocimiento y efectos oportunos.

"Dios guarde a V. S. muchos años."

Madrid, 1.º de diciembre de 1924.

El Director general, *Faquineto*.

Sr. Ingeniero Jefe de Estadística y Depósito de Planos.



FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

b) Podrán admitirse arenas no silíceas, o que contengan un máximo de 10 % de arcilla en polvo, siempre que las resistencias de los morteros a los 28 días no resulten inferiores en un 5 % a las que se consigan con arenas silíceas perfectamente limpias.

ARTÍCULO 2.º — *Piedra.*

a) La piedra será, en general, silícea, rodada y limpia, de granos comprendidos entre 5 y 30 mm.—El peso de los granos inferiores a 10 mm. no excederá de 20 centésimas del total y se obtendrá esta condición, si desde luego no se cumple, mediante el cribado.

b) Podrá admitirse la piedra partida siempre que sea dura, compacta, no heladiza ni hendijosa, ni susceptible de descomposición, y que su empleo, en lugar de la silícea rodada, sea razonadamente aprobado por la Inspección.—Además de no exceder la proporción de granos inferiores a 10 mm. de 20 centésimas del peso total, deberán ser todos los granos de forma aproximada a la inscriptible en una esfera, con exclusión expresa de los de formas alargadas y laminares.

c) En las bóvedas de puentes y, en general, en todos aquellos elementos de la obra en que las dimensiones del hormigón y la distancia entre las armaduras lo permita, podrá emplearse piedra partida o canto rodado, de dimensiones comprendidas entre 30 y 50 mm.

ARTÍCULO 3.º — *Cemento.*

a) El cemento será portland artificial, de fraguado lento y cumplirá todas las condiciones impuestas en el Pliego general vigente. (Apéndice núm. 1.)

b) Se dosificará en el Pliego de Condiciones particulares de cada obra según la clase y la importancia de los trabajos a que los elementos estén sometidos, asignando para cada caso el número de kilogramos de cemento por metro cúbico de hormigón en obra.

c) Si por el progreso en la industria del cemento se fabricaran productos hidráulicos susceptibles de las aplicaciones del cemento portland (como los cementos aluminosos, cementos puzolánicos, u otros) podrán aceptarse cuando la experimentación y los estudios técnicos hechos sobre ellos, den resultados completamente comprobados. En este caso habrá de presentarse un proyecto justificando los cálculos e hipótesis admitidas con el mismo coeficiente de seguridad, por lo menos, que con los cementos portland, pudiendo aceptarse cargas de trabajo que no excedan de las veintiocho centésimas (0,28) de la media de rotura de treinta y seis (36) cubos de veinte centímetros (20 cm.) de arista, realizados en un Laboratorio oficial con los mismos materiales y dosificación empleados en obra, a la edad de noventa (90) días, debiendo también hacerse los ensayos de deformación y temperatura.

ARTÍCULO 4.º — *Agua.*

El agua no contendrá sales magnésicas, ni sulfato cálcico, ni materias orgánicas, en cantidades que la hagan im potable.—Las aguas gordas calizas, o las turbias que sólo contengan légamo arcilloso muy fino, podrán ser admitidas, a falta de aguas claras y perfectamente potables.

ARTÍCULO 5.º — *Acero.*

a) Las armaduras serán del llamado acero de calidad dulce para construcciones.—Su carga límite aparente elástica no bajará de 2.200 ni excederá de 3.000 kg./cm².—Los planos anchos, barras redondas, cuadradas y angulares, estarán perfectamente laminados, sin presentar pelos, grietas ni rebabas.

b) Su resistencia mecánica no bajará de 4.000 kg./cm² y tendrá un alargamiento mínimo de 22 % ensayado en probetas de 20 cm. de longitud.

c) Los flejes, barras redondas o cuadradas, podrán ser dobladas en frío, hasta describir una semicircunferencia alrededor de una barra cuyo diámetro sea vez y media el espesor, diámetro o lado, respectivamente, sin agrietarse.

d) Ninguna barra estará soldada, sino deberá venir de fábrica con la longitud prescrita en el proyecto, sin tolerancia alguna, en más ni en menos, en los planos anchos y angulares, y con tolerancia de algunos centímetros en más, pero nada en menos, en los cuadrados y redondos.

ARTÍCULO 6.º — *Proporciones de arena y piedra.*

a) Se determinará la proporción más conveniente de un modo experimental, para obtener la máxima capacidad.—Se partirá de la proporción 800 litros de piedra por 400 de arena con 300 kilogramos de cemento, o los que en prescriban en la obra, y se fabricarán por lo menos 6 cubos de 10 litros de capacidad.—Se harán variar las cantidades, en las proporciones respectivas, 700:500; 750:550; 850:350; 900:300, así como también 850:400, 900:400, y de cada una se harán otros 6 cubos con la misma cantidad de cemento citada.

b) La cantidad de agua será la indispensable para obtener una consistencia plástica, haciendo estos experimentos en dosificación de agua en las condiciones de humedad y temperatura análogas a las de su empleo.

c) El amasado de estas pruebas se hará mezclando íntimamente en seco primero el cemento con la arena y después el conjunto con la piedra, agregando el agua poco a poco, con regadera fina, hasta obtener una pasta homogénea, que será vertida y ligeramente apisonada por capas de 5 cm. dentro de moldes prismáticos de 20 cm. de escuadra y 23 de altura, metálicos o forrados de metal en su interior y desmontables.

d) Se elegirá la proporción de arena y piedra con la que se obtenga mayor densidad y se determinarán los volúmenes de arena y piedra que con aquellas proporciones correspondan a un metro cúbico de hormigón en obra.

ARTÍCULO 7.º — *Fabricación del hormigón.*

a) El amasado de los hormigones podrá hacerse a brazo o a máquina.—Siempre se efectuará mezclando previa e íntimamente en seco el cemento y la arena; primero, la mezcla así obtenida y la piedra, después, agregando, finalmente, muy poco a poco y del modo más uniforme posible el agua, removiendo el conjunto sin cesar, hasta obtener una masa bien homogénea.

b) La cantidad de agua será en general la deducida del ensayo, pero podrá ser ligeramente alterada en más o en menos, según la parte de obra a que esté destinado el hormigón.—En más para las piezas de poca sección o



con muchas armaduras; en menos, en los casos inversos.—Igualmente se disminuirá la cantidad de agua cuando la piedra, la arena, o ambas, estén húmedas, de tal modo que siempre se obtenga una consistencia del hormigón que permita rellenar bien los espacios entre armaduras y moldes, y al mismo tiempo que sólo se produzca ligera resudación por efecto del apisonado.

c) Se suspenderá la fabricación del hormigón cuando la temperatura baje hasta 5° C sobre cero y sea de esperar que se mantenga o que descienda más todavía.—Si fuera urgente el hormigonado para terminar una pieza o para hacer una unión de piezas sin dejar en ellas juntas entre hormigones de edad bastante diferente, se aumentará en una quinta parte la proporción de cemento, y se amasará el conglomerado con agua calentada a 40°. Inmediatamente después del apisonado se abrigará el hormigón con sacos, que se regarán con agua a dicha temperatura cada tres horas, durante dos días.

ARTÍCULO 8.º — *Moldes.*

a) Los moldes podrán ser de madera o metálicos o mixtos, pero siempre deberán ofrecer rigidez suficiente para soportar sin deformación apreciable el peso y los empujes laterales del hormigón y el peso de la parte de obra que subsiguientemente ha de ir gravitando encima.

b) Los enlaces de los distintos elementos o paños de los moldes serán sólidos y sencillos, de modo que su montaje y su desmolde se verifiquen con facilidad, sin requerir golpes ni tirones.—Las caras de moldeo estarán bien labradas; las piezas que las formen tendrán espesores suficientes y las juntas estarán dispuestas de modo que la hinchazón de la madera no produzca deformaciones sensibles.

c) Los moldes ya usados y que hayan de servir para unidades repetidas serán cuidadosamente rectificadas y limpiados.

ARTÍCULO 9.º — *Preparaciones y empalmes de las armaduras.*

a) Las barras de armadura se ajustarán exactamente en forma y dimensiones a lo prescrito en los planos.—Las barras redondas de diámetro inferior a 2 cm. se encorvarán en frío; las demás, así como las cuadradas, en caliente.—Todas se trabajarán sobre patrones muy sólidos y exactos.

b) Las armaduras formadas por planos anchos se despiezarán en la forma que se prescribe en los planos.—En general, deberán salir de fábrica con todos los taladros ya hechos y comprobada su exacta situación por un armado provisional hecho con tornillos.—De no hacerse así, habrá que presentar sobre el andamio, junto a la solera del molde de la cabeza inferior, cada uno de los paquetes de planos, y bien alineadas y yuxtapuestas todas las piezas y sobrepuestas las cubrejuntas, perforar de una vez cada taladro en todos los planos a que afecte.—Hecho con el mayor esmero el remachado de cada paquete, se arriostarán los dos que forman la armadura de cada cabeza, por medio de los pasadores transversales, de contretes que mantengan la debida separación entre los planos interiores y de ataduras de alambre.

c) A ser posible, se reducirá el número de empalmes de las barras redondas, obteniendo por laminación directa barras de la mayor longitud posible y distribuyendo los nuevos puntos de empalme en zonas cuyo trabajo no exceda de 3/4 del máximo de tracción.



d) Cuando por su gran diámetro u otras circunstancias hubiese dificultades de orden práctico para realizar los empalmes subsistentes con los manguitos terrajados que figuran en los planos, se podrán éstos sustituir por empalmes de barras suplementarias de diámetros superiores a 15 mm. y cuya suma de secciones sea igual por lo menos a la de la barra que ha de empalmarse.—Estas barras suplementarias, que solaparán en una longitud mínima de 30 diámetros, se dispondrán en forma de corona, rodeando a la primera, y llevarán ganchos terminales con diámetro de 6 d.—Si estos ganchos no cupieran, habrá que dar al solape de las barras suplementarias la longitud necesaria para que por simple adherencia resistan en conjunto al esfuerzo total de tracción.—En estos casos, y para mayor seguridad, se soldarán las juntas de las barras principales ya por forja, ya por soldadura autógena o eléctrica. Para que las barras suplementarias queden bien fijas durante el apisonado del hormigón y para tener la seguridad de que en todas su partes quedarán recubiertas de mortero será preciso, primero, pintar con lechada de cemento todas las superficies que han de estar en contacto y después atarlas a la barra principal con alambre de acero dulce y sin galvanizar de un milímetro de grueso, en doble espira, pero a distancias suficientes para que con mortero fino de cemento bastante fluido, puedan rellenarse todos los huecos.

e) Los extremos de las barras que se empalmen con manguitos deberán filetearse a derechas o a izquierdas que les correspondan, y perfectamente protegidos durante el transporte, cuando se fileteen en fábrica.

f) Las armaduras se limpiarán cuidadosamente, frotándolas con cepillos de alambre duro hasta dejarlas libres de toda materia extraña y, en particular, de herrumbre que ofrezca espesor apreciable.

g) Se presentarán dentro de los moldes, o en ocasiones se montarán los moldes alrededor de las armaduras previamente presentadas, sujetando unas contra otros hasta dejarlos bien asegurados o en la posición relativa que les corresponda.

h) En las piezas o uniones de piezas en que se reúnan o crucen numerosas barras se recubrirán éstas, inmediatamente antes de proceder a su hormigonado, con mortero formado por volúmenes iguales de cemento y de arena fina, con la cantidad de agua necesaria para que la pasta adhiera bien al metal y que se extenderá cuidadosamente en capa delgada con brochas de alambre o de pelo muy duro.

i) Para colocar y mantener exactamente las armaduras en las posiciones asignadas por los planos, podrán emplearse, o bien pequeños trozos de barras transversales que separen dos capas de barras primarias y queden al mismo tiempo que éstas anegados en el hormigón, o bien tacos o piezas auxiliares que separen temporalmente unas barras de otras o de las paredes de los moldes. Tales tacos o piezas deberán tener colas o mangos bien visibles para que no puedan quedar por olvido ahogados en la masa, y se irán retirando a medida que la superficie de vertido se vaya aproximando a ellos.

ARTÍCULO 10.—*Moldeo del hormigón*

a) El hormigón se verterá en los moldes, una vez perfectamente limpios y humedecidos éstos, por pequeñas cantidades, proporcionadas a la sección de la pieza de que se trate, y se atacará con el mayor esmero, apisonando con golpes numerosos y de poca intensidad, de suerte que su efecto se haga



sentir perfectamente en todos los puntos de la masa y muy especialmente en las zonas contiguas a las armaduras, que deberán mantenerse a las distancias precisas, fijadas en los planos.

b) Al interrumpir el hormigonado, aunque sea solamente para el descanso del personal, se dejará la superficie terminal lo más irregular posible y se resguardará de los agentes exteriores cubriéndola con sacos húmedos. Al reanudar el trabajo, si todavía no hay principio de fraguado, se recubrirá la superficie con una delgada capa del mortero rico, ya definido, para revestir las armaduras, e inmediatamente se proseguirá el hormigonado, apisonando con especial esmero por pequeñas porciones. Si la superficie del hormigón está ya en fraguado, aunque sea incipiente, se empezará por picarla, frotándola con cepillos de alambre; se humedecerá con abundancia y recubrirá con el mortero rico, procediendo como queda dicho.

c) El apisonado podrá ejecutarse a mano o mecánicamente. En algunos casos especiales y justificados, podrán emplearse vibradores de aire comprimido, que comuniquen a los moldes un ligero movimiento vibratorio que favorezca la extensión y relleno de todos los huecos por el hormigón, que en este caso deberá verse bastante fluido; deberán entonces asegurarse los inspectores de las obras que este procedimiento de ejecución no perjudica a la homogeneidad del hormigón.

ARTÍCULO 11.—Obras de puentes

En la ejecución de los puentes de hormigón armado de vigas rectas y de arco se observarán, además de estas condiciones facultativas generales, las condiciones facultativas particulares respectivas, sin perjuicio de las condiciones especiales que los ingenieros impongan en los puentes, cuya disposición o dimensiones varíen esencialmente de los modelos oficiales aprobados.

ARTÍCULO 12.—Obras marítimas

a) Cuando las obras estén afectadas por el agua del mar o por los vapores salinos que siempre saturan la atmósfera en las inmediaciones de la costa, se extremarán las prescripciones relativas a la dosificación del cemento y proporciones de arena y piedra.

b) En las partes de obra que han de estar constante o alternativamente sumergidas en el mar, se aumentará en 50 kgs. por m³ la dosificación del cemento necesario para su resistencia y se tendrá especial cuidado que las barras más próximas a los paramentos estén recubiertas con un grueso mínimo de hormigón de 4 cm.

c) Convendrá además en las obras marítimas enlucir todos los paramentos de hormigón, pero no con enlucidos gruesos, sino con una capa lo más delgada posible, de mortero de 1 X 1 con arena muy fina, aplicada con fuerza y muy alisada para obligar al mortero a penetrar en todos los poros del hormigón; pero este enlucido habrá de aplicarse recién desmoldada la pieza, a fin de que, todavía fresca, se adhiera.

d) En estas obras, bañadas por el agua del mar, convendrá que la sustrucción se haga lo más tarde posible, cuando el proceso de fraguado vaya adelantado. Previamente, al hacer los ensayos de composición granulométrica del elemento árido para obtener la máxima compacidad, se deberán



ensayar simultáneamente cubos de hormigón hechos con adición de cantidades variables de puzolana como sustitución de parte del elemento fino, o empleo de cemento puzolánico para varias probetas, además de otras con cemento portland, las cuales se sumergirán en aquella zona del mar al transcurrir la tercera hora de su fabricación, desmoldando entonces, si la invariabilidad de forma lo permite, y teniéndolas en condiciones de alternancia de juego de mareas durante noventa días, produciendo después su rotura por compresión.

Estas probetas de ensayo se pueden moldear amasando algunas con agua del mar, aun cuando para la ejecución de la obra se prescribe de un modo absoluto, en todos los casos, la utilización de agua dulce, excluyendo radicalmente las aguas selenitosas o magnesianas.

e) En el caso en que los estudios que se están verificando en el mundo entero sobre la influencia del agua salada en el hormigón aconsejaren algunas prescripciones especiales, se consignarán éstas en los nuevos proyectos que se redacten para las obras marítimas.

ARTÍCULO 13.—Obras hidráulicas

En las obras que han de estar en contacto permanente o accidental con el agua y que exijan la impermeabilidad de sus paramentos, deberá también forzarse en consecuencia la dosificación del cemento, por lo menos, en un grueso de 10 cm., y, además, se enlucirán los paramentos con una capa lo más delgada posible, aplicada en fresco, de mortero de 1 X 1, con arena muy fina, fuertemente aplicada y muy alisada, pues debe recordarse que la impermeabilidad no es función del grueso del enlucido, sino de la compacidad de éste y de su perfecta adherencia al hormigón.

ARTÍCULO 14.—Construcciones civiles

a) En todos los edificios públicos, en las casas de más de dos pisos, en fábricas, almacenes y construcciones industriales, deberá exigirse el estricto cumplimiento de estas condiciones generales, que garantizarán la buena ejecución de la obra.

b) En los pilares que alcancen varios pisos, y cuando la armadura principal esté constituida por barras verticales de diámetros diferentes en cada piso, podrán empalmarse sus extremos a tope, pero reforzando el encuentro de las barras con manguitos de tubo de acero, de una longitud igual a seis veces el diámetro mayor y rellenando el hueco entre tubo y barras con lechada espesa de cemento puro, siempre que en la zona de empalme no haya momentos de flexión apreciable, pues de no ser así se tomarán las mismas precauciones que en las vigas.

c) Se tendrá especial cuidado que las zonas de los muros en que se apoyen las vigas de carga tengan resistencia sobrada para las cargas máximas que han de concentrarse sobre ellas.

d) En los pilares y pisos de pequeños edificios sometidos a sobrecargas reducidas, podrán admitirse barras soldadas a mano o autógenamente, siempre que las soldaduras no coincidan entre sí, ni se encuentren en la región de máximo momento. Asimismo podrá admitirse, sin más ensayos, que las proporciones de la piedra y arena sean de 2 a 1; pero se exigirá



siempre que la arena, piedra, cemento, agua y acero cumplan con las condiciones prescritas en los artículos 1 al 5 de este Pliego.

e) Deberá exigirse la redacción de un proyecto previo en el que se calculen los elementos de obra, atendiendo a las condiciones de sustentación con las hipótesis más desfavorables de sobrecarga.

Madrid, 31 de octubre de 1923.

Los Ingenieros, *J. Eug. Ribera*.—*Alfonso Peña Bæuf*.

(Aprobados por R. O. de 1 de diciembre de 1924.)

Observación: Los Pliegos de Condiciones facultativas *especiales* para los tramos rectos de hormigón armado y para los puentes en arco de hormigón armado, que fueron aprobados al mismo tiempo que el anterior Pliego de Condiciones facultativas *generales*, figuran en este libro en los Apéndices números 5 y 6.



APENDICE 3.º

Memoria de los nuevos modelos de pequeñas obras de fábrica

CAPITULO PRIMERO

Consideraciones generales

*Antecedentes.—Nomenclatura.—Error fundamental de los modelos vigentes.
Economía de las obras bajas.—Modelos estudiados*

Antecedentes. — La Dirección general de Obras públicas, con fecha 26 de junio de 1920, me dió el encargo de redactar una colección de modelos de tajeas, alcantarillas, pontones y puentes de fábrica, de diversas condiciones y luces, hasta aquellas dimensiones que prudencialmente se juzguen de alguna utilidad en la práctica, corrigiendo y perfeccionando los modelos actualmente en uso para las obras pequeñas de la colección oficial y completando este estudio con los formularios y pliegos de condiciones correspondientes, a fin de que en lo sucesivo se apliquen en la formación de proyectos de carreteras.

Cumplo el encargo de la Dirección general, pero divido mi trabajo en dos partes, separando los modelos de las pequeñas obras de fábrica de los de los puentes propiamente dicho, ya que son algo diferentes las disposiciones que aconsejo emplear, según que se trate de dar paso a arroyos o caminos, o de salvar ríos o depresiones de terreno de alguna importancia.

En este trabajo sólo me ocuparé de las pequeñas obras de fábrica.

Nomenclatura. — Designaremos como *pequeñas obras de fábrica* todas las que sirven al desagüe de corrientes de agua o paso de caminos, y cuyas luces sean inferiores a 10 m.

Hasta 1,00 m. de luz se denominarán *tajeas*; pero cuando sean tubos de sección circular se les aplicará el nombre de *caños*.

Las *alcantarillas* son las obras de luces comprendidas entre 1,00 y 3,00 m. y *pontones* todas las comprendidas entre 3,00 y 10,00 m.

Por último, designaremos por *obras altas* aquellas cuya altura es igual a la del terraplén, y *obras bajas*, las de menor altura del terraplén que atra-



viesan, que necesitan, por lo tanto, bóvedas y estribos más largos que el ancho de la plataforma de explanación.

Error fundamental de los modelos vigentes.—El error fundamental de los modelos oficiales vigentes, error que por tradición, sin duda, sustentan aún muchos Ingenieros, consiste en adoptar para las obras (principalmente en las alcantarillas y pontones) la misma altura que la de los terraplenes, es decir, en construir *obras altas*.

Este criterio obliga a tener que variar los modelos con las alturas de rasante; a multiplicar, por lo tanto, el número de modelos para cada una de las luces.

Las ventajas *aparentes* de este criterio, con las siguientes:

- a) A igualdad de luz se obtiene un mayor desagüe superficial.
- b) La longitud del cañón y estribos de las bóvedas se reduce al mínimo, pues que no excede de la del ancho de la explanación.

Y digo ventajas *aparentes*, porque la experiencia y un estudio comparativo de la cuestión evidencian que son artificiosas, según es fácil demostrar.

En primer lugar, lo que interesa principalmente en estas obras de fábrica es su *desagüe lineal*; son excepcionalmente los casos en que se utiliza el *desagüe superficial*.

Si con arreglo a los antiguos modelos habría de proyectarse, por ejemplo, una obra alta como la A (fig. 212), sería preferible, a igualdad de gasto, sustituirla por una obra *baja*, de un claro como la B, o de dos claros como la C, que tuviesen mayor desagüe lineal.

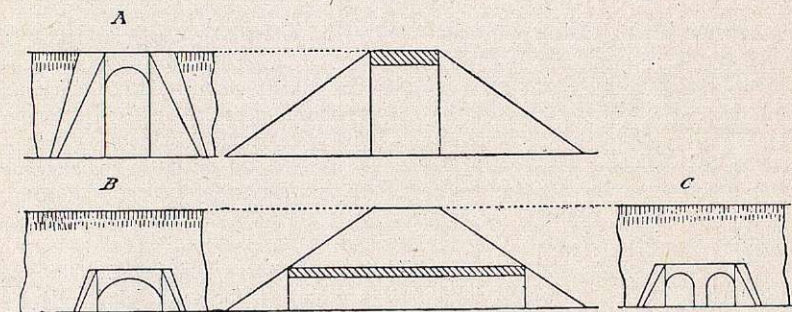


Fig. 212.

Estas obras bajas necesitan mayores volúmenes de bóvedas y estribos, pero tales aumentos de gastos *quedan con creces compensados* por la gran economía que se consigue en los muros en ala.

Economía de las obras bajas.—Para apreciar estas diferencias, basta comparar los presupuestos de ambas soluciones.

Hagámoslo en los propios modelos oficiales vigentes.

Comparemos para una carretera de 6,00 m. de anchura la alcantarilla modelo núm. 62 (fig. 166, pág. 181), que tiene 3,00 m. de luz y 6,00 m. de altura, con el modelo núm. 54, que para igual luz sólo tiene 2,00 m. de altura.

Este tendría una bóveda y estribos de 18,20 m. de longitud, en lugar de los 6,00 m. del modelo número 62.

Apliquemos a las cubicaciones oficiales los precios siguientes:

m ³ de mampostería u hormigón en bóvedas y contrarrosca...	60 ptas.
m ³ de mampostería en el resto de la obra...	40 —
m ³ de sillería ...	150 —

La alcantarilla alta modelo número 62 costará 12.072 pesetas; el modelo bajo número 54 sólo costará 9.340 pesetas; es decir, una economía de 23 %.

Si comparativamente calculamos el pontón de 6,00 m. de luz y 10,00 m. de altura, modelo número 58 (fig. 167, pág. 181) con el modelo número 46, que sólo tiene 4,00 m. de altura, pero tendrá una longitud de cañón de 23,40 m., los presupuestos respectivos serían de 49.017 y 29.275 pesetas. Es decir, que con este último modelo de pontón bajo, la economía sobre el pontón alto alcanzaría 43 %.

Si además en estas obras suprimiéramos la sillería, construyéndola totalmente de una sola clase de fábrica, las economías obtenidas con las obras bajas serían aún mayores.

La alcantarilla baja, cubica ...	142,880 m ³
La alcantarilla alta, cubica ...	247,925 m ³
El pontón bajo, cubica ...	462,941 m ³
El pontón alto, cubica ...	991,440 m ³

Si, por último, se tiene en cuenta que los volúmenes de cimientos son también mayores con las obras altas que con las bajas (por ser mayores los espesores de estribos y muros), se ve la gran economía que resulta del empleo de las obras bajas.

Se debe, pues, *salvo circunstancias especiales, no dar a estas obras de fábrica sino la altura indispensable, para que no perturben su desagüe lineal.*

Cuando las corrientes de agua no alcancen grandes velocidades, resultará más económico emplear obras de menor luz, pero con varios claros; es decir, grupos de dos o más caños, tajeas, alcantarillas o pontones.

Modelos estudiados.—Por esta razón deben estudiarse los modelos de modo a facilitar la construcción y cubicación de estos grupos de obras, para cada uno de los tipos.

Es decir, que estudiaremos cada obra para un claro y para dos claros, utilizándose este último para las obras de más de dos claros.

Habrà que estudiar también las obras para diferentes alturas de terraplén, ya que preconizamos el empleo de obras bajas; pero sólo lo haremos hasta cotas máximas de 15,00 m., puesto que no es probable que se construyan terraplenes de carreteras con cotas mayores.

Deberemos, por último, estudiar modelos de alcantarillas y pontones, para pasos inferiores a otras vías, y que tengan, por lo tanto, la altura necesaria para dar paso a los carros.

Conviene, por último, estudiar pontones con bóvedas de 7,25 y 8,50 m. de luz, que puedan compararse con los tramos rectos de hormigón armado que ha proyectado el Sr. Zafra.

En vista de cuanto antecede, los modelos que hemos proyectado son los siguientes:

Número del modelo	Luces — Metros	Alturas — Metros	Clase de arco	OBSERVACIONES
Caños	1	0,60	0,60	Circular De dos claros.
	2	0,60	0,60	
	3	0,80	0,80	
	4	0,80	0,80	
Tajeas	1	0,50	0,50	Estos modelos de tajeas están estudiados para uno o dos claros. — No necesitan aumento de espesor, cualquiera que sea la altura del terraplén.
	2	0,75	0,50	
	3	0,75	0,75	
	4	0,75	0,50	
	5	0,75	0,75	
	6	1,00	0,50	
	7	1,00	0,75	
	8	1,00	1,00	
Alcantarillas	1	2,00	1,00	Aplicable a terraplenes hasta 2,00 m. Estudiado para 6 alturas de terraplén.
	2	2,00	1,50	
	3	3,00	1,50	
	4	3,00	2,00	
	5	3,00	4,00	
Pontones	1	4,00	2,00	Para terraplenes hasta 3,00 m. Para 6 alturas de terraplén. Para paso inferior y para 4 alturas de terraplén. Para terraplenes hasta 3,50 m. Para 6 alturas de terraplén. Para paso inferior y para 4 alturas de terraplén. Para terraplenes hasta 4,00 m. Para 5 alturas de terraplén. Para paso inferior y para 5 alturas de terraplén. Para terraplenes hasta 5,00 m. Para 4 alturas de terraplén. Para 4 alturas de terraplén.
	2	4,00	2,50	
	3	4,00	5,00	
	4	5,00	2,50	
	5	5,00	3,00	
	6	5,00	5,00	
	7	6,00	3,00	
	8	6,00	4,00	
	9	6,00	5,00	
	10	7,25	4,00	
	11	7,25	5,00	
	12	8,50	4,00	
	13	8,50	5,00	

En apariencia, el número de modelos ahora estudiados es mucho menor que el de la colección antigua, que se componía de

62 modelos de tajeas y alcantarillas,

58 modelos de pontones,

Total, 120

Pero si se tiene en cuenta que todos los nuevos modelos están estudiados para uno y dos claros y que las alcantarillas y pontones de arco de medio punto están estudiadas para diferentes alturas de terraplén, vemos que, en realidad, el número de modelos aplicables resulta ser, con esta nueva colección,

4	modelos de caños.
16	— de tajeas.
39	— de alcantarillas.
88	— de pontones.

Total, 147 modelos.

Verdad es que también proyectamos modelos de pontones de 7,25 y 8,50 metros de luz, que pueden ser convenientes en algunos casos, que no existen en la antigua colección de modelos.

CAPITULO II

Elección de materiales

Evoluciones en el arte de la construcción.—Cales y cementos.—Dosificaciones de los morteros y hormigones.—Calidad del cemento.—Arenas.—Mamposterías.—Sillerías.—Hormigones en masa.—Hormigones armados. Ladrillo.

Evoluciones en el arte de la construcción.—Desde el año 1858, en que se redactaron los vigentes modelos oficiales de obras pequeñas, ha evolucionado muy sensiblemente el arte de la construcción.

Dos factores principales han influido en esta evolución:

- 1.º El creciente empleo de los cementos y hormigones y la consiguiente supresión de la cal grasa en los morteros.
- 2.º El encarecimiento de la mano de obra y la reducción creciente de rendimiento de los obreros, sobre todo de los de oficio o especialistas.

Es, pues, útil explicar someramente las modificaciones que aconseja la experiencia en la elección de los materiales para estas pequeñas obras.

Claro es que cuanto voy a decir no será nuevo para los Ingenieros; pero estos modelos han de ser aplicados por técnicos y constructores, muchos de ellos, algún tanto rutinarios.

No es, pues, ocioso justificar las variaciones de esencia y de detalle que proponemos, como consecuencia de estas ideas, para el Pliego de Condiciones facultativas que habrá de regir para su ejecución.

Cales y cementos.—En las obras de desagüe conviene ya desechar, en absoluto, los morteros de cal grasa, cuyo empleo se suponía en los modelos vigentes.

El progreso de la fabricación de cementos permite hoy el empleo de morteros pobres de cemento, que resultan tan baratos como los de cal grasa y con mayor resistencia que éstos.

No cabe, pues, vacilar, ya que los morteros de cemento, además de su ma-



yor resistencia y economía, tienen sobre los de cal grasa las siguientes ventajas:

- 1.^a Suprimen los asientos de las fábricas, por su fraguado mucho más rápido.
- 2.^a Da monolitismo a las obras, por la adherencia que se obtiene entre todos sus elementos.
- 3.^a No corren peligro estos morteros de ser disueltos o deslavados por las aguas corrientes, ni por las de lluvia o filtración, que forzosamente atacan a las obras de desagüe.

Dosificación de los morteros y hormigones.—El mortero de cal grasa, ordinariamente empleado, se compone de una parte en volumen de cal en pasta y dos de arena.

Los morteros hidráulicos tienen composiciones muy variables, según las partes de obra en que han de aplicarse.

El más pobre es de 150 kilos de cal hidráulica por metro cúbico de arena, para rellenos.

El más rico es de 1.000 kilos de cemento portland por metro cúbico de arena, que es el correspondiente a enlucidos finos y a los hormigones de 400 kilos de cemento por 0,400 m³ de arena y 0,800 m³ de grava.

Entre estos límites caben todas las dosificaciones, pero yo he empleado y preconizo las siguientes mezclas, para las pequeñas obras de fábrica:

Morteros.

Para cimientos, estribos, pilas, muros y tímpanos:

200 kgs. de portland artificial.
1.000 m³ de arena buena.

Para fábricas de bóvedas o rejuntados de paramentos:

300 kgs. de portland artificial.
1.000 m³ de arena buena.

Hormigones.

Para cimientos, estribos, pilas, muros y tímpanos:

200 kgs. de portland artificial.
0,500 m³ de arena buena.
1.000 m³ de grava.

Para bóvedas de hormigón en masa:

300 kgs. de portland artificial.
0,500 m³ de arena buena.
1.000 m³ de grava o gravilla.

Para caños, losas de hormigón armado o piedra artificial:

400 kgs. de portland artificial.
0,500 m³ de arena buena.
1.000 m³ de gravilla.



Calidad del cemento.—Salvo casos especiales, siempre convendrá emplear cementos de portland artificial de primera calidad, que ofrecen más garantías, mayor igualdad de fabricación y permiten menores dosificaciones.

Téngase presente que los gastos de transportes por mar, ferrocarril y por carro hasta pie de obra, son factores comunes a cualquier clase de cemento; lo mismo recargan el precio de los malos que el de los buenos.

No conviene, pues, transportes caros para cementos de calidad inferior.

Claro es que en algunas regiones donde se fabriquen cales hidráulicas o cementos naturales, o en casos especiales, pueden los Ingenieros modificar aquellas mezclas, que no son recetas intangibles, sino proporciones sancionadas por la experiencia, en multitud de obras.

Así lo he previsto en el Pliego de Condiciones facultativas.

Arenas (1).—Las dosificaciones de morteros y hormigones antes indicadas no sólo suponen el empleo de cementos portland artificiales, sino el de *arenas buenas*.

Entiendo por arenas buenas las que sean buenas y con una composición granulométrica de un mínimo de 50 % de granos gruesos (2), un máximo de 20 % de granos medios y una proporción máxima de 10 % de arcilla, en polvo muy fino.

Si la arena de que se dispone no tuviera estas condiciones y no fuera prácticamente posible obtenerla por cribados o lavados o por fabricación mecánica, el Ingeniero deberá estudiar y fijar, en consecuencia, las mezclas más convenientes.

Mamposterías.—El mejor material para las obras de fábrica será siempre la piedra natural en bancos, que permite construir las bóvedas con mamposterías casi adoveladas, ejecutando los estribos y muros con lechos normales a las presiones a que están sometidos, todo ello con el mínimo volumen de mortero.

Pero se obtienen también obras sólidas, con mampuestos irregulares, con tal de que su ejecución sea cuidadosa e inteligente.

Los mampuestos para las bóvedas se desbaratarán para alecharlos; en el caso en que esta operación resultara costosa, será preferible construir las bóvedas con hormigón.

Sillerías.—En los modelos oficiales vigentes figuran con sillería los frentes de las bóvedas, los zócalos de estribos y aletas, las impostas de tímpanos y las coronaciones de aletas.

Salvo los contadísimos casos en que el precio de adquisición y labra de la sillería resulte poco más costoso que el de las mamposterías u hormigones, es inútil el empleo de la sillería.

Estas pequeñas obras de fábrica, que se encuentran casi siempre fuera de

(1) En el capítulo II, § III, demostramos la importancia que tienen las arenas, por lo que no repetimos lo que allí decimos, que es en un todo aplicable a las pequeñas obras de desagüe.

(2) Adoptamos la clasificación de Feret, que es:

Granos gruesos: los comprendidos entre 2 y 5 mm.

Granos medios: entre 0,5 y 2 mm.

Granos finos: menores de 0,5 mm.



poblaciones, no tienen vista; nadie las mira y sólo las visitan los camineros, y aun en contados casos.

En cuanto a su resistencia, téngase presente que las presiones a que están sometidas estas obras son relativamente pequeñas.

¿A qué, pues, encarecer su coste con sillerías que exigen el empleo de operarios canteros, cada día más perezosos y exigentes?

Debe, por tanto, limitarse el empleo de la sillería a las losas de tapa para tajeas y a las impostas de tímpanos.

Y si hubiese dificultad para encontrar esta sillería natural, hágase artificial para las impostas y ejecútense las losas de tajeas con placas de hormigón armado.

Hormigones en masa.—En muchas regiones desprovistas de canteras, se encuentran gravas o gravillas susceptibles de fabricar con ellas hormigones hidráulicos de análogas resistencias que las fábricas de mampostería o sillería.

No debe entonces vacilarse en ejecutar las pequeñas obras en todas sus partes con este material, aunque su aspecto exterior no sea tan satisfactorio como el que produce la piedra natural, ya que, como hemos dicho, estas obras no tienen vista.

En muchos casos, los hormigones resultan más baratos que las mamposterías, pues se ejecutan con peones.

Para estos hormigones puede emplearse piedra de cualquier clase, con tal de que no sea heladiza.

Para hormigones en masa, no tiene importancia el tamaño de la piedra empleada; lo mismo sirven gravas o gravillas naturales de 2 a 7 cm. que piedra machacada al tamaño del afirmado.

Tampoco pierden resistencia estos macizos por incorporar en ellos gruesas piedras o mampuestos, en proporción que puede alcanzar hasta el 60 % del volumen total, siempre y cuando esté cada piedra envuelta por hormigón.

Preconizamos, pues, estos hormigones, llamados *ciclópeos*, que permiten sensibles economías de cemento y mano de obra.

Hormigón armado.—Pudiera emplearse también el hormigón armado para estas pequeñas obras de fábrica, pero serán muy pocos los casos en que convenga este material para bóvedas de menos de 10 m. de luz, pues la economía que se obtendría en el volumen de la fábrica no compensa el aumento de coste del hierro y, sobre todo, de la mano de obra.

Cuando el terreno en que han de situarse estas pequeñas obras de fábrica exija cimientos algo profundos, podrá convenir la sustitución de nuestros modelos por losas o tramos rectos de hormigón armado.

Estos sólo ejercen presiones verticales en los estribos, por lo que necesitan menos volumen de cimientos que las obras con bóvedas.

En estos casos deberá compararse el coste de aquellos modelos de bóvedas con las losas o tramos rectos de hormigón armado, estudiados por el señor Zafra.

Ladrillo.—Si no hubiese piedra, ni para mampostería, ni para hormigón, habrá seguramente arcilla y, por lo tanto, ladrillo.



Será entonces forzoso recurrir a este material, cuya resistencia a la compresión no suele exceder de 50 kgs./cm².

Habrà que asegurarse entonces de que los ladrillos fabricados en la localidad pueden resistir la acción de las aguas corrientes y la de las heladas.

CAPITULO III

Disposiciones generales

Influencia de la disposición.—Desagües lineales.—Supresión de las fábricas mixtas.—Elección de las bóvedas.—Supresión de las contrarroschas.—Elección de los muros.—Tímpanos e impostas.—Pretilos.

Influencia de la disposición.—Persiguiendo el espíritu económico que debe imperar en los proyectos de estas obras, debo, ante todo, repetir mi opinión de que la economía, más que en la reducción de dimensiones, debe buscarse en el *acierto de las disposiciones*.

Importa menos disminuir en unos centímetros el grueso de las bóvedas o muros, que el disponer estos elementos de la obra en forma tal, que se favorezca lo más posible su resistencia y su estabilidad.

Examinemos los factores que más influyen en una buena disposición.

Desagües lineales.—Ya expusimos en el capítulo I las ventajas que ofrecen las obras bajas sobre las altas, y la conveniencia, por lo tanto, de aumentar las luces o el número de claros, construyendo grupos de dos o más obras, cuando el desagüe lineal así lo aconseje.

Respecto a los caños de forma circular, téngase en cuenta que pueden desaguar *a boca llena*, y quedándoles pendiente transversal, permitirán entonces la evacuación de considerables volúmenes de agua.

Para apreciarlo, calcularemos el gasto de que son capaces los caños de 0,60 y 0,80 m. con diferentes pendientes transversales.

Apliquemos las fórmulas de Flamant (Dariés: *Mécanique Hydraulique et thermodynamique*, pág. 764).

Pendiente del caño	Gasto en litros por segundo en el caño de	
	0,60	0,80
0,10	2.870	6.293
0,20	4.265	9.350
0,30	5.377	11.788
0,40	6.338	13.865
0,50	7.200	15.784

Deberán, pues, evitarse las tajeas inclinadas y aun más las escalonadas, sustituyéndolas por caños o grupos de éstos.

Respecto a las alcantarillas y pontones, si la forma del terreno permite ejecutar las soleras en pendiente, podrán reducirse las luces en proporción al aumento de desagüe favorecido por la pendiente del cauce.



(El resto de este capítulo de la Memoria, comprendiendo los párrafos *Supresión de las fábricas mixtas*, *Elección de las bóvedas*, *Supresión de contrarrosas*, *Timpanos e impostas*, *Pretils*, se ha reproducido en los mismos párrafos del capítulo VIII, 3.^a parte de este tomo, por cuya razón no los copiamos aquí.)

CAPITULO IV

Justificación de dimensiones

Espesores de los caños.—Espesores de las tajeas.—Espesores de bóvedas en alcantarillas y pontones.—Espesores de los estribos.—Espesores de las pilas.—Espesores de timpanos y aletas.—Espesores para terraplenes altos.

Espesores de los caños.—Como estos caños deben ejecutarse con hormigones ricos de 350 kgs. de portland, 400 litros de arena y 800 litros de gravilla, basta dar a estos tubos de 0,60 y 0,80 m. espesores de 0,12 y 0,14 m., respectivamente.

Aunque en el ferrocarril del Norte de Francia se han empleado caños de 0,60 m. de diámetro con espesores de 0,09 m. (1), prefiero adoptar las dimensiones citadas, que son las que propone Sejourné (2), en tubos de igual diámetro y aplicación.

Si por cualquier circunstancia se presumiera que estos caños iban a estar sometidos a presiones exteriores considerables o a presiones interiores por efecto de cargas de agua, deberán reforzarse, armándolos con barras directrices redondas de 8 mm. a 0,10 m. de distancia y generatrices de repartición de 6 mm., también a 0,10 m.

Preferimos el tipo de caño con solera horizontal, moldeado *in situ*, que los tubos fabricados en taller, pues éstos son de difícil transporte y asiento.

Sólo cubicamos la aleta sin sus cimientos; éstos, así como los zampeados, que convendrá muchas veces construir entre las aletas, se proyectarán por los Ingenieros en cada caso.

Resultan más económicas y más fáciles de ejecutar estas aletas que los muretes en vuelta u otras disposiciones de boquillas que se han empleado.

Espesores de las tajeas.—Encontrándose losas naturales de piedra dura, basta dar a las tapas de 0,50 y 0,75 m. de luz el espesor de 0,20 m., que se emplea en España desde hace tantos años.

De no haber losas de piedra, habrá que fabricarlas de hormigón armado.

Para este mismo espesor bastará armarlas con 10 barras redondas de 8 mm. en las tapas de 0,75 m. y 10 barras de 7 mm. en las de 0,50 m.

Se pondrán, como siempre, barras de repartición de 6 mm. cada 0,10 m.

No nos parece necesario detallar el cálculo de estas armaduras.

Bástenos saber que bajo la sobrecarga máxima, que corresponde al paso del cilindro de 20 toneladas, los coeficientes de trabajo del hormigón y hierro no exceden, respectivamente, de 25,7 kgs./cm² y 1.151 kgs./cm².

(1) Chaix: "Ponts en maçonnerie", tomo 1.º, pág. 502.

(2) "Grandes voûtes", tomo VI, pág. 39.



En cuanto a los detalles de estas armaduras son tan sencillos, que consideramos inútil hacer un dibujo especial, tanto más, cuanto que en los modelos de obras para caminos vecinales proyectados por el Sr. Zafra y aprobados ya, hay losas de hormigón armado, algunos de cuyos detalles pueden copiarse para nuestros modelos.

Respecto a los espesores de bóvedas y estribos para las tajeas modelos números 4 a 8, son los mínimos que constructivamente conviene dar.

Se han simplificado los frentes y aletas con arreglo a las ideas expuestas anteriormente.

Los estribos son rectangulares. El trasdós circular corta a los paramentos interiores de estribos, en el plano de arranque de la bóveda.

No hará falta aumentar los espesores de estas tajeas, aunque se construyan en terraplenes de gran altura.

Con los cuatro modelos de caños y los ocho modelos de tajeas estudiados, que pueden utilizarse para los grupos de dos o más caños y tajeas, pueden resolverse mucho mayor número de problemas de desagüe que con los veintidós modelos de tajeas de la colección oficial.

Espesores de las bóvedas en alcantarillas y pontones.—Los espesores de la clave en las bóvedas de medio punto los hemos determinado por la fórmula de Sejourné,

$$e_o = \alpha (1 + \sqrt{2a}) \quad (1)$$

en la que:

α es un coeficiente variable de 0,10 a 0,25;

$2a$, la luz.

Adoptamos para α el valor de 0,15, que es el aplicable a puentes de carretera.

Para los arcos rebajados, multiplicamos los espesores así obtenidos por un coeficiente:

$$\mu = \frac{4}{3} (1 - \sigma + \sigma^2) \text{ (Sejourné, tomo III, pág. 343)}$$

en la que σ es el rebajamiento y que nos da para

$$\sigma = \frac{1}{5} \quad \mu = 1,12$$

Calculados así los espesores en la clave, tenemos:

		Espesor en la clave para luces de						
		2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,25	8,50
Bóvedas de medio punto	=	0,36	0,41	0,45	0,49	0,52	0,56	0,59
Id. rebajadas al 1/5	=	0,40	0,46	0,50	0,55	0,58	0,63	0,66

(1) Sejourné: "Grandes voûtes", tomo VI, pág. 174.

Los espesores en las juntas de rotura, que en las bóvedas de medio punto coinciden con la junta del ángulo de 60° con la vertical, o con la altura de intradós de la semiflecha, se suele fijar en el doble del espesor en la clave, pero puede reducirse en los arcos de menos de 8 m. de luz.

Adoptamos para estos espesores, en los riñones E_r , la regla de Sejourné (1):

Para los arcos de medio punto de 2,00 m.	$E_r = 1,60 E_c$
— — — — 3,00 m.	$= 1,65 E_c$
— — — — 4,00 m.	$= 1,75 E_c$
— — — — 5,00 m.	$= 1,80 E_c$
— — — — 6,00 m.	$= 1,85 E_c$
— — — — 7,25 m.	$= 1,95 E_c$
— — — — 8,50 m.	$= 2,00 E_c$

Para los arcos rebajados al $1/5$, basta con que el espesor en los arranques sea vez y media el de la clave.

Para mayor seguridad, con estos datos, hemos determinado las curvas de presiones de las bóvedas por el conocido método de Mery, que puede aceptarse como bastante aproximado, resultándonos dicha curva suficientemente centrada y con presiones muy reducidas que no exceden de 6 kgs./cm² en ningún caso.

Espesores de los estribos.—Para los arcos de medio punto, aplicamos la fórmula empírica:

$$E_m = 0,30 + 0,40a + 0,20h$$

en la que.

E_m es el espesor medio (caso de talud);

a , la semiluz;

h , la altura desde el arranque al terreno.

Esta fórmula de Sejourné (*Grandes voûtes*, tomo VI, pág. 33) nos da espesores algo mayores que los que se obtienen con las conocidas fórmulas de Leveillé (Sejourné, tomo V, pág. 44).

Pero estas últimas fórmulas se han deducido de numerosos ejemplos de puentes, contruídos con gran esmero.—Tratándose de pequeñas obras, en las que la inspección suele ser menos constante, y que han de ejecutarse con fábricas ordinarias, no conviene afinar las dimensiones hasta el límite, tanto más, cuanto que los aumentos de volumen resultantes para estos estribos no afectan sensiblemente al coste de las obras.

En cuanto a los espesores de los estribos de los arcos rebajados, los hemos determinado teniendo en cuenta la marcha de las curvas de presiones a que antes me referí y las dimensiones adoptadas en los modelos oficiales vigentes.

A estos estribos damos taludes interiores de $1/10$ y de $1/5$, según que correspondan a arcos de medio punto o rebajados, pues que así se aproximan a las inclinaciones medias respectivas de las curvas de presiones.

(1) "Grandes voûtes", tomo VI, pág. 33.

Espesores de las pilas.—Se han fijado por la fórmula

$$0,40 + 0,15 (2a) \text{ (Sejourné, tomo VI, pág. 56),}$$

con lo que los espesores para las obras de 2 a 8,50 m. de luz van aumentando de 0,70 a 1,70 m. de espesor, que resultan bien proporcionadas.

Para los arcos rebajados hemos creído prudente aumentar en 0,10 estos espesores, por ser mayores las alturas de las pilas y más oblicuas las resultantes de los empujes.

En realidad, estos espesores de pilas son excesivos, por lo que a la resistencia se refiere; pero teniendo presente que estas pilas han de construirse con fábricas ordinarias y que además pueden sufrir socavaciones sus cimientos, no siempre muy cuidadosamente ejecutados, consideramos preferible pecar por exceso, ya que el aumento de coste es pequeño.

Espesores de los tímpanos y aletas.—Los tímpanos, cuando las obras están recubiertas por grandes terraplenes, trabajan como muros de pie y como tales deben calcularse.

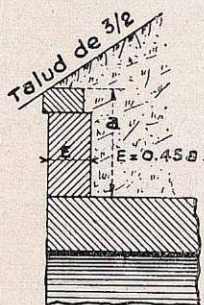


Fig. 213

Como sus alturas son variables, fijamos en 0,50 m. su cimentación mínima y donde el tímpano tiene mayor altura, damos un espesor de 0,45 de dicha altura, siguiendo la regla de Boix (1) (fig. 213).

En cambio, las aletas, con sus paramentos interiores normales al eje del camino, no están sometidas a más em-

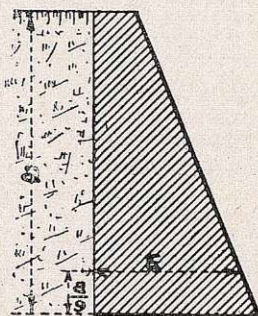


Fig. 214

puje que el de un terraplén coronado horizontalmente (fig. 214).

Por lo tanto, sus espesores pueden reducirse al 1/3 de la altura, y como las coronaciones de las aletas son de grueso constante y el talud exterior variable, se determina éste, después de haber señalado aquella dimension, al 1/9 de la altura, según la conocida regla de Boix, cuya suficiencia he comprobado en infinitos casos.

Espesores en terraplenes altos.—Las dimensiones fijadas anteriormente para bóvedas y estribos suponen una altura máxima de terraplén sobre las bóvedas de 3,00 m.

Pero dada la preferencia que debe darse a las obras bajas, se presentarán muchos casos en que las cotas de terraplén produzcan mayores sobrecargas.

Deben, pues, determinarse los aumentos de espesor que han de darse entonces a bóvedas y estribos.

(1) Boix: "Estabilidad de las construcciones de mampostería", pág. 205.



Pero es claro que los terraplenes, que se consolidan con el tiempo y llegan a tener una cohesión parecida a la del terreno natural, no ejercen sobre las obras presiones y empujes proporcionales a sus alturas y ocurrirá algo parecido a los túneles en tierras, en los que los revestimientos no necesitan aumentos indefinidos de espesor.

¿Cuál es la ley que determina la influencia de la cohesión en los terraplenes y la altura a partir de la que el terraplén se sostiene por adherencia y cohesión y no ejerce presión sobre las obras?

Hemos procurado determinarla, teniendo en cuenta los últimos estudios de Resal en su obra *Poussée des terres.—Théorie des terres coherentes*, y estudiando cuanto sobre este particular se ha escrito.

Partiendo de hipótesis que a primera vista parecían racionales, establecí fórmulas relativamente sencillas; pero al aplicarlas a luces y alturas varias, obtuve resultados absurdos.

Sejourné supone que las tierras de un terraplén deben cargar sobre las obras, como si sobre éstas cargara solamente un volumen, representado por una elipse peraltada (1).

Pero consultado por mí este eminente ingeniero, sobre la teoría o fórmulas que le han servido para determinar estas elipses, me contestó paladinamente que las había fijado a sentimiento, ya que no le ofrecían tampoco confianza las fórmulas que como yo había aplicado, y que prefería seguir aumentando los espesores con los incrementos que la práctica había sancionado como suficientes.

Me decidí a aplicar igual criterio y acepto las cifras del cuadro que da Sejourné en su tomo VI, pág. 34, y que se resumen a continuación.

Incremento del espesor de las bóvedas para sobrecargas de terraplén sobre las bóvedas de

Luz	5,00 m.	7,00 m.	9,00 m.	11,00 m.	13,00 m.
8,50	9 cm.	17 cm.	25 cm.		
7,25	8 cm.	16 cm.	22 cm.		
6,00	7 cm.	13 cm.	19 cm.	24 cm.	
5,00	6 cm.	12 cm.	17 cm.	21 cm.	
4,00	5 cm.	10 cm.	14 cm.	18 cm.	21 cm.
3,00	3 cm.	7 cm.	11 cm.	15 cm.	17 cm.
2,00	3 cm.	5 cm.	8 cm.	12 cm.	13 cm.

Los espesores de los estribos correspondientes se aumentan en el doble de estos incrementos.

En carreteras será excepcional encontrar terraplenes de mayores alturas, y además, para estas cotas, la influencia de esos aumentos de altura será insignificante.

Por este motivo, nos limitamos a proyectar los tipos que en el cuadro se indican.

Renunciamos a proyectar para estos grandes terraplenes las bóvedas elípticas peraltadas que han empleado algunos ingenieros, porque entendemos que esta forma de bóveda, si bien resiste en buenas condiciones a la presión vertical de las tierras, en cambio no tiene una forma favorable para contener el empuje lateral que pueden producir en ciertos casos.

(1) Sejourné: "Grandes voûtes", tomo VI, pág. 16.



CAPITULO V

Aplicación de los modelos

Cubicaciones.—Pliego de Condiciones facultativas.—Comparación con los modelos antiguos

Cubicaciones.—Como en nuestros modelos las bóvedas, tímpanos y aletas son elementos independientes, podemos cubicarlos con más sencillez y exactitud que los modelos antiguos.

En los planos aparecen las cubicaciones de todos los elementos y para todos los casos en que los ejes de las bóvedas sean sensiblemente horizontales.

Cuando la pendiente transversal de las bóvedas exceda de 0,10 deberán los Ingenieros proyectar las obras y modificar las cubicaciones en consecuencia.

Respecto a las clases de fábrica, hemos supuesto que, salvo la bóveda entre juntas de rotura, que puede ser de fábrica distinta, toda la obra se ejecuta con una sola clase de materiales: mampostería, hormigón o ladrillo.

Pliego de Condiciones facultativas.—Como resumen de cuanto hemos dicho se presenta a continuación, y como Apéndice núm. 4, el Pliego de Condiciones facultativas que deberán aplicarse para la ejecución de estas pequeñas obras de fábrica.

Comparación con los modelos antiguos.—Para apreciar la diferencia de los nuevos modelos con los antiguos los compararemos con los correspondientes de la Colección vigente.

Para un desagüe lineal de 3 m. y una cota de terraplén de 7 m., y para precios de fábrica de bóvedas, de muros y de impostas de 60, 40 y 150 pesetas, respectivamente, ya vimos que los presupuestos de los antiguos modelos de alcantarillas números 62 (obra alta) y 54 (obra baja) eran, respectivamente, de 12.072 y 9.340 pesetas.

Calculemos el presupuesto de la alcantarilla análoga de los nuevos modelos.

Será el modelo núm. 4, con la sección transversal correspondiente.

Su presupuesto se calcula como sigue:

	Longitudes	VOLUMENES		Precios	Importes
		Por m.	Parciales		
Bóveda P. 1	9,00	1.870	16,830	60,00	2.320,08
» P. 2	6,00	2.022	12,132		
» P. 3	4,18	2.322	9,706		
	19,18		38,668		
Estribo P. 1	18,00	1.531	27,568	40,00	3.046,40
» P. 2	12,00	1.639	19,668		
» P. 3	8,36	1.814	15,164		
4 semitímpanos estribos.		0,485	1,940		
4 aletas		2.950	11,800	150,00	123,00
			76,160		
Imposta	8,20	0,100	0,820		
TOTALES.....			115,648		5.489,48

El coste del nuevo modelo, de 5.489,48 pesetas, resulta, como se ve, muy inferior al de las dos soluciones posibles con los antiguos modelos, que son de 12.072 y 9.340 pesetas.

Haciendo análogas comparaciones con los modelos de pontones resultan también más económicos los que proponemos, si bien en menor proporción que para las alcantarillas.

Serían ociosos los comentarios.

Madrid, 31 de diciembre de 1921.

El Ingeniero Jefe encargado de la redacción de los Modelos,

J. Eugenio Ribera.

(Aprobado por R. O. de 6 de marzo de 1922.)



APENDICE 4.º

Condiciones facultativas especiales para las pequeñas obras de fábrica

(Aprobadas por R. O. de 6 de Marzo de 1922)

ARTÍCULO A.—*Caños y Tajeas*

- 1).—Se aplicarán los modelos de caños y tajeas, dándoles las pendientes medias de los talwegs.
- 2).—Cuando estas pendientes excedan del 10 % se dará la preferencia a los caños simples o en grupos, sobre las tajeas, no debiéndose construir tajeas escalonadas.
- 3).—Las coronaciones de las aletas, tanto aguas arriba como abajo, deberán llevar los taludes del terraplén correspondiente, completándose estas aletas con los rastrillos, zampeados o cubos que sean necesarios en cada caso.
- 4).—Asimismo deberán fijarse para cada obra y sobre el terreno, los gruesos y escalonados de los cimientos.

ARTÍCULO B.—*Alcantarillas y pontones*

- 1).—Determinadas la luz, altura y tipo de la alcantarilla o pontón que convenga aplicar, el Ingeniero deberá en cada obra fijar sus dimensiones definitivas, según la altura del terraplén, la inclinación del talweg y la profundidad y clase de los cimientos.
- 2).—Aunque los tipos de muros en ala que se proyectan en los modelos son los más económicos, podrán sustituirse por aletas de mayor esviaje y hasta por muros en vuelta, si las circunstancias del terreno así lo aconsejaran.
- 3).—Por último, el Ingeniero deberá fijar en cada obra si han de llevar o no defensas del cauce y pies de terraplenes, zampeados y rastrillos, y, en caso afirmativo, deberá proyectarlos.
- 4).—Para trazar las montañas de las alcantarillas y pontones, se tomarán los espesores de bóveda en clave y juntas de rotura y de los estribos que figuren en los planos y en los cuadros, trazando las juntas de rotura, que corresponderán en los arcos de medio punto con la altura de la semiflecha o ángulo de 60 grados; se trazará el trasdós entre juntas de rotura con un arco



de círculo, que se prolongará en línea recta con una tangente en dicha junta hasta encontrar el talud a 1/10 del estribo.

ARTÍCULO C.—*Elección de materiales*

- 1).—Los caños deberán siempre construirse de hormigón.
- 2).—Las tajeas, alcantarillas y pontones se construirán de preferencia con mampostería, salvo las losas de tapa e impostas, que serán de sillería.
- 3).—Si la calidad de la piedra para mampostería no se prestara, a juicio del Ingeniero, a una buena construcción de bóvedas, deberán ejecutarse éstas con hormigón, por lo menos entre las juntas de rotura.
- 4).—El contratista podrá sustituir, sin vacilación de precio, la sillería de losas de tapa e impostas por losas de hormigón armado e impostas de piedra artificial.
- 5).—Asimismo, podrá el contratista sustituir, sin variación de precio, la mampostería de estribos, pilas, aletas y tímpanos por hormigón ciclópeo.
- 6).—No se recurrirá al empleo del ladrillo sino cuando, a juicio del Ingeniero, el empleo de mampostería u hormigón resulte económicamente imposible.

ARTÍCULO D.—*Calidad de la piedra*

- 1).—La piedra para mamposterías y sillerías será dura, nada heladiza y de calidad igual, por lo menos, a la de canteras indicadas en el proyecto.
- 2).—La piedra para hormigones será de calidad igual, pero podrá proceder de aluviones o de machaqueo de piedra de desmontes o canteras.

ARTÍCULO E.—*Ladrillo*

- 1).—Las dimensiones del ladrillo serán las corrientes en la localidad.
- 2).—Deberán ser homogéneos, resistentes, no heladizos, bien moldeados y cocidos y dar un sonido claro al ser golpeados.

ARTÍCULO F.—*Arena*

- a).—Será de grano duro, con un máximo de diez por ciento de arcilla.
- b).—Su composición granulométrica será en peso de un mínimo de 50 a 75 % de granos gruesos, comprendidos entre 2 y 5 mm., de 50 a 25 % de granos finos menores de 0,5 mm. y un máximo de 30 % de granos medios, comprendidos entre 0,5 y 2 mm.
- c).—Si la arena no reuniese estas condiciones y no fuera prácticamente posible obtenerla por cribados, lavados o fabricación mecánica, el Ingeniero deberá estudiar las arenas disponibles y fijar las dosificaciones de los morteros.

ARTÍCULO G.—*Cemento*

- 1).—Se empleará portland artificial, de fraguado lento, y cumplirá todas las condiciones impuestas en el Pliego general vigente.
- 2).—En casos especiales, podrá la Jefatura autorizar el empleo de cementos naturales o cales hidráulicas, pero aumentando las dosificaciones en la proporción necesaria para obtener morteros de análoga resistencia que los previstos.

ARTÍCULO H.—*Acero*

El acero dulce que se emplee en las armaduras de losas de tapa, cuando se ejecuten éstas de hormigón armado, será del corriente del comercio, con una carga de rotura mínima por tracción de 4.000 kgs./cm² y un alargamiento mínimo de 22 % medido en barretas de 20 cm.

ARTÍCULO I.—*Agua*

El agua no contendrá sales magnésicas, ni sulfato cálcico, ni materias orgánicas en cantidades que la hagan im potable.

ARTÍCULO J.—*Dosificación de morteros*

1).—El mortero para mampostería o ladrillo de cimientos, estribos, pilas, muros y tímpanos, se compondrá de 200 kilogramos de cemento portland por metro cúbico de arena buena.

2).—El mortero para fábricas de bóvedas o rejuntado de paramentos se compondrá de 300 kilogramos de portland por metro cúbico de arena buena.

ARTÍCULO K.—*Dosificación de los hormigones*

1).—El hormigón para cimientos, estribos, pilas, muros y tímpanos, se compondrá de 200 kilos de portland, 0,500 metros cúbicos de arena y 1,000 metro cúbico de grava.

2).—El hormigón para bóvedas, de 300 kilogramos de portland, 0,500 metros cúbicos de arena y 1,000 metro cúbico de grava o gravilla.

3).—El hormigón para caños, losas de hormigón armado o piedra artificial para impostas: 400 kilos de portland, 0,500 metros cúbicos de arena y 1,000 metro cúbico de gravilla.

ARTÍCULO L.—*Ejecución de los terraplenes*

1).—Se tendrán especiales cuidados en la ejecución de los terraplenes inmediatos a las obras de fábrica.

2).—Respecto a la calidad de las tierras, se excluirán en absoluto los productos que contengan más de 75 % de arcilla (1).

3).—El volumen de terraplén comprendido entre los taludes de 30° con la horizontal, trazados por los bordes de cimientos, se ejecutará en toda su altura hasta la rasante de explanación, por capas de 0,20 m. bien regadas y apisonadas, y con las tierras previamente elegidas.

4).—En las obras de varios claros, se rellenará el hueco sobre pilas, entre arcos contiguos, por pedraplén bien macizado, para evitar asientos posteriores.

(1) En los "Annales des Ponts et Chaussées" del año 1914, tomo V, pág. 253, el Ingeniero M. Frontard da cuenta de interesantes experiencias que ha efectuado sobre calidades de terraplenes.—La mejor mezcla para terraplenes de gran altura parece ser la de 20 % de gravas por metro cúbico de tierra arcillosa; claro es que bien apisonada y amasada.



res, constituyendo un drenaje, que se desaguará por los mechinales de 0,10 por 0,06 m., previamente abiertos y alternativamente en los riñones de las semibóvedas adyacentes. Bastará con que estos mechinales se encuentren a una distancia aproximada de 2,00 metros.

5).—Asimismo, cuando la proporción de arcilla en los terraplenes exceda de 50 %, se envolverán el intradós y paramentos interiores de estribos por una capa de piedra en seco de 0,20 m. como mínimo, que servirá de desagüe, y cuyas aguas saldrán por mechinales de 0,10 $\times$ 0,06 m., preparados al efecto en los arranques y zócalo del estribo, a distancia horizontal de unos 2 m.

ARTÍCULO M.—Ejecución de la mampostería

1).—Los mampuestos serán simplemente preparados a martillo y se escogerán los mayores para los paramentos, en donde se procurará evitar el ripio.

2).—Se sentarán por su cara mayor a baño flotante de mortero y según los lechos de cantera, cuando se presente en bancos, debiendo refluir el mortero por todas partes al golpear el mampuesto con un mazo de mano.

3).—Se procurará el mayor enlace del paramento para con el resto del macizo, empleando para ello tizones y llaves.

4).—Todas las juntas deberán quedar rellenas de mortero o ripio, sin más huecos que los mechinales que prescriba el Ingeniero.

5).—En los paramentos vistos se rejuntarán todas las juntas, descarnándolas primero, rellinando después los huecos con mortero, que se comprimirá con un hielro.

6).—En las bóvedas se afinará la preparación y asiento de los mampuestos de modo a conseguir que las juntas de mayor dimensión sean normales a las curvas de presiones, e iguales precauciones se adoptarán en el asiento de los mampuestos de salmeres y los más inmediatos a éstos.

7).—En las coronaciones de las aletas, se colocarán las juntas de los mampuestos o ladrillos, normales al talud del terraplén.

ARTÍCULO N.—Ejecución del hormigón

1).—Para la ejecución de los hormigones en masa de muros, estribos, pilas o bóvedas es preciso, ante todo, preparar moldes de madera, de palastro o mixtos, bastante rígidos y sólidos para no deformarse durante el moldeo y con juntas suficientemente impermeables para que no escape el mortero.

2).—El amasado de los hormigones podrá hacerse a brazo o a máquina. Siempre se efectuará mezclando previa e íntimamente en seco el cemento y la arena primero, la mezcla así obtenida y la piedra después, agregando finalmente el agua muy poco a poco y del modo más uniforme posible, removiéndolo el conjunto sin cesar, hasta obtener una masa bien homogénea.

3).—La cantidad de agua será la necesaria para que las lechadas no refluayan a la superficie de las capas, sino después de un apisonado de todas sus partes.

4).—Se moldeará el hormigón por capas de unos veinte centímetros y el apisonado de estas capas se hará por igual, pero sin fuertes golpes, que puedan perjudicar a la homogeneidad de la fábrica, por hacer refluir el mortero. Cuando se suspenda el trabajo sin haber terminado la obra, no se reanudará sin lim-



piar perfectamente y regar con lechada espesa de cemento la superficie que ha de cubrirse con hormigón fresco.

5).—Las bóvedas deberán ejecutarse por trozos que puedan moldearse en el día.

6).—En estribos, pilas y muros se podrán intercalar en la masa del hormigón gruesos mampuestos o cantos rodados, siempre y cuando cada uno de ellos quede envuelto por una capa de hormigón.

7).—Durante los grandes calores, se regará el hormigón hasta el fraguado completo del cemento. Durante las heladas fuertes, convendrá suspender su ejecución, a menos de emplear agua caliente y de recubrir la superficie con sacos hasta el fraguado completo.

ARTÍCULO O.—*Ejecución de la sillería*

1).—Los sillares para losas de tapa o impostas sólo se prepararán con picón basto y en las caras de junta y parte de asiento.

2).—Se sentarán a baño flotante de mortero.

ARTÍCULO P.—*Ejecución de la piedra artificial*

Se seguirán todas las prescripciones establecidas para el hormigón, con las modificaciones siguientes:

1).—En los paramentos del molde correspondientes a la superficie vista de los sillares, se extenderá una capa de mortero de un centímetro de grueso mínimo.

2).—El apisonado se hará por capas de diez centímetros; el hormigón llevará menos agua y el apisonado será más cuidadoso que con el hormigón basto.

3).—Se dejarán las piezas en el taller, hasta que tengan la dureza necesaria para ser transportadas y sentadas (ocho días por lo menos).

ARTÍCULO Q.—*Losas de hormigón armado*

Podrán ejecutarse "in-situ" o en un taller, y además de los prescripciones anteriores correspondientes al hormigón y piedra artificial, se seguirán las siguientes:

1).—La piedra empleada no deberá tener más de 3 cm. de grueso.

2).—Para losas de 0,75 m. de luz se pondrán a los 3 cm. del paramento inferior barras redondas de 8 mm. a 0,10 m. en sentido transversal y barras de repartición de 6 mm. a 0,10 m. de distancia en sentido longitudinal. Para las losas de 0,50 m. de luz, las barras transversales serán de 7 mm. a 0,10 m. de distancia. Se atarán las barras transversales y longitudinales con alambre recocado sin galvanizar.

3).—Se cuidará muy especialmente que las barras de las armaduras, antes de su colocación, estén perfectamente limpias de herrumbre, y asimismo no se deberá dejar en la masa del hormigón ninguna sustancia extraña, ni tacos de madera.

4).—Si se ejecutan las losas "in-situ", no deberán descimbrarse antes de cuatro días, ni cargarse antes de un mes.



ARTÍCULO R.—*Ejecución de los caños*

1).—Se ejecutarán "in-situ", por trozos enteros que puedan moldearse en el día, empleándose todas las precauciones que se exigen en los artículos anteriores para el hormigón armado.

2).—Cuando por la desigualdad del terreno de cimiento, por la altura o composición del terraplén o por la presión interior de agua a que puedan estar sometidos los caños convenga reforzar éstos, se colocará en su centro una armadura compuesta de directrices de barras redondas de 8 mm. a 0,10 m. de distancia y generatrices de 6 mm. también a 0,10, atadas entre sí con alambre recocado.

ARTÍCULO S.—*Contrarrosas o chapas*

1).—Salvo casos especiales, que el Ingeniero justificará, no se ejecutarán contrarrosas.

2).—Cuando las bóvedas se construyan con mamposterías ordinarias, se macizarán con mortero u hormigón pobre los huecos del trasdós, para evitar que las aguas de filtración se depositen en ellos.

Madrid, 31 de octubre de 1921.

El Ingeniero Jefe encargado de la redacción de los Modelos,

J. Eugenio Ribera.

(Aprobado por R. O. de 6 de marzo de 1922).



APÉNDICE 5.º

Condiciones facultativas particulares que, además de las Condiciones facultativas generales para las obras de hormigón armado, deberán regir en la ejecución de los tramos rectos de hormigón armado para carreteras y caminos vecinales

(Aprobadas por R. O. de 1.º diciembre 1924)

ARTÍCULO 1.º—*Dimensiones y disposición de elementos*

Serán las indicadas en los planos de los modelos oficiales, no pudiéndose modificar sino mediante la previa aprobación de un Proyecto reformado, que podrán proponer el Ingeniero o el contratista, en casos justificados.

ARTÍCULO 2.º—*Dosificación del cemento*

a).—Los tramos con vigas de alma llena se ejecutarán con hormigón a 300 kilogramos de cemento portland por m² de hormigón en obra.

b).—Los tramos con vigas de alma calada llevarán 350 kilogramos.

c).—La calidad y proporciones de agua, arena y piedra correspondientes se determinarán con arreglo al Pliego de Condiciones facultativas generales, aplicables a todas las obras de hormigón armado.

ARTÍCULO 3.º—*Elementos para la dilatación*

a).—Las planchas de plomo de los apoyos, en las pequeñas luces, serán del duro de la mejor calidad, bien laminadas y perfectamente planas, sin grietas, rebabas ni oquedades. Su carga plástica, en cilindros de altura igual al diámetro, no bajará de 300 kilogramos por cm².

b).—Los rodillos y placas de los aparatos de apoyo de las vigas serán de acero fundido en crisol y recocido perfectamente homogéneo y bien moldeado, sin sopladuras, grietas ni defecto alguno; su carga no bajará de 3.300 kilogramos por cm².



FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

ARTÍCULO 4.º—*Andenes para carreteras*

a).—En los puentes de carreteras, los andenes sobresaldrán siempre por encima de la calzada, en la forma representada en los planos.

b).—Estarán constituidos por hormigón en la forma representada, o por trozos de piedra artificial de 0,250 m. de longitud, con la sección de 0,850 de ancho y 0,20 de altura máxima, aligerada como el dibujo. Dichos trozos se asentarán por intermedio de capas de mortero de 0,015 de espesor, sobre el forjado enrasado horizontalmente. Dos filas de 10 barras de 10 mm. por metro lineal y a 2,350 a uno y otro lado del eje del puente, colocadas con descuello de 0,035 sobre el trasdós, al hormigonar el forjado del puente, servirán de tope a los trozos de acera.

c).—El mordiente y la superficie de huella estarán revestidos con una capa de mortero de 0,020 de espesor, con un avitolado de ranuras transversales al puente de 5 en 5 cm.

d).—Estas piezas se fabricarán en taller, en moldes forrados de metal, colocados en posición invertida. Se empezará por verter y apisonar la capa de mortero del mordiente y superficie de huella, que estará formado por 400 kilogramos de cemento por metro cúbico de arena normal. Se verterá después el hormigón del andén, que será de 450 kilogramos de cemento por metro cúbico, y las mismas proporciones de piedra y arena empleadas en el tramo, apisonando fuertemente y manteniéndolos húmedos durante un mes.

ARTÍCULO 5.º—*Andenes para caminos vecinales*

a).—Podrán ser con bordillos en saliente, como los de los modelos aprobados, o con andenes de piedra artificial, análogos a los de carreteras, aunque reducidos a 80 cm. de anchura y fabricados como se especifica en el artículo anterior.

b).—En el caso en que los Ingenieros no vean inconveniente en emplear el bordillo saliente de los modelos aprobados, éstos se fabricarán también en taller en moldes forrados de metal, con hormigón de 450 kilogramos de piedra de 15 mm. y arena normal en las proporciones que se hayan empleado en el tramo.

ARTÍCULO 7.º—*Calzada y desagües*

a).—Aunque los modelos suponen que las calzadas son de afirmado, podrán adoquinarse en la calzada, siempre que circunstancias especiales no lo impidan. En este caso, la flecha de la cama de la calzada será la mitad de las indicadas en los planos para el firme.

b).—En los puentes de carretera se sentarán los adoquines con lecho y juntas de mortero de portland, menos en las inmediaciones de los apoyos, en los que se sentarán con arena en lugar de mortero en una longitud de 0,50 a 1,00 (según las luces de los tramos), a cada lado de la junta de apoyo, con objeto de localizar en estas hiladas los efectos de la dilatación o contracción de los tramos.

c).—En los puentes de caminos vecinales se sentarán los adoquines con lecho y juntas de arena.

d).—Los adoquines tendrán los tizones correspondientes a los gruesos de las calzadas, largos de 15 a 22 cm. y anchos de 8 a 12 cm., reservándose los de mayor tizón para el centro de la calzada.



e).—En los puentes de carretera se colocarán tubos de desagüe de acero de metro en metro, con arreglo al Plano.

ARTÍCULO 8.º—*Moldeo y desmoldeo*

a).—En las caras horizontales o poco inclinadas en las que el hormigón no quede protegido por el molde, será recubierto al terminar su apisonado con sacos húmedos, sobre los que se extenderá una capa de arena, que se mantendrá húmeda durante siete días, por lo menos, en verano, y cuatro en las demás estaciones.

b).—Los paramentos verticales y superficies terminales inclinadas podrán ser desmoldados a las cuarenta y ocho horas, protegiéndolos contra el sol y el viento por medio de sacos o esteras que se mantengan húmedos durante los plazos ya dichos. Se podrán desmoldar las superficies interiores de las riostras y del forjado a las noventa y seis horas y las de los voladizos y diagonales a los siete días. Todos estos plazos se cuentan desde la terminación del hormigonado de la pieza respectiva, y son mínimos, que deberán ser aumentados prudencialmente cuando la temperatura se mantenga por bajo de 10º C sobre cero.

c).—Las caras inferiores de las cabezas del mismo nombre sólo podrán ser desmoldadas parcialmente, en las zonas a que no afecten puntales de sostenimiento y siempre que éstos no disten más de 5 m., a los catorce días. El desmonte de estos puntales no se hará antes de los cuarenta y dos días, en los puentes de luz igual o superior a 18 m., de treinta y cinco días en los de 10 m. o más, de veintiocho días en los de 6 m. o más y de veintiún días en las losas planas. Todos estos plazos se cuentan desde la terminación del hormigonado del tramo y deberán ser aumentados si durante su transcurso ha descendido la temperatura por bajo de 5º C sobre cero.

ARTÍCULO 9.º—*Flechas de los moldes*

a).—Se montarán los moldes con una contraflecha en el centro igual a una milésima parte de la luz, salvo en las losas de 5 m. o menos, en las que se elevará a 4 milésimas, haciéndola decrecer parabólicamente a uno y otro lado.

b).—La máxima flecha, producida veinticuatro horas después del descimbamiento, no excederá de la calculada bajo la acción del peso muerto, atribuyendo al hormigón, tanto estirado como comprimido, un coeficiente de elasticidad de 140.000 kilogramos por cm², y a las armaduras otro quince veces mayor.

ARTÍCULO 10.—*Abono de las obras*

a).—El hormigón y armaduras de los tramos se abonarán con arreglo a las cubificaciones de los modelos, sin necesidad de nuevas mediciones.

b).—Los pavimentos, tubos de desagüe, modificaciones de barandilla y suplementos de obra no incluidos en los modelos, se abonarán por unidades, así como los apoyos y sus cimientos.

c).—En los presupuestos parciales de cada puente deberán figurar partidas alzadas para cimbras, andamiajes y pruebas, que se abonarán también alzada, cualesquiera que sean los medios auxiliares que se hubieran empleado para la construcción.



ARTÍCULO II.—*Pruebas de los tramos*

a).—Las pruebas para los puentes de caminos vecinales consistirán en hacer recorrer cada tramo las siguientes sobrecargas:

Primera: Un tren formado por los vehículos ordinarios o automóviles más pesados de que se disponga en la localidad.

Segunda: Un cilindro compresor de 20 toneladas.

Tercera: El mismo cilindro, precedido y seguido por aquellos vehículos, hasta cubrir todo el puente.

Estas tres sobrecargas deberán circular primero con lentitud, después forzando la velocidad sucesivamente, hasta alcanzar la máxima posible.

Cuarta: Se repetirá la última prueba recargando los andenes a razón de 400 kilogramos por m².

b).—Las pruebas para los puentes de carreteras serán iguales a las anteriores, pero se añadirá una quinta prueba, que consistirá en doblar el tren de cilindro y carros, haciendo cruzar los cilindros en el centro de cada tramo y recargando los andenes a razón de 450 kilogramos por m².

Si pudieran instalarse al tiempo de las pruebas los tranvías eléctricos, tenidos en cuenta en los cálculos, se harán con ellos otras pruebas.

c).—La mayor flecha así producida no debería exceder en condiciones normales, y al cabo de seis horas, de las calculadas en los Cuadros que figuran a continuación, y deberá quedar reducida a un cuarto, a lo sumo, a las doce horas de descargar por completo el tramo. Como el valor de las flechas puede estar alterado por multitud de causas, que no afecten a la seguridad del puente, las flechas teóricas calculadas servirán, pues, únicamente como indicación del régimen elástico del puente.

d).—Por último, al recorrer de nuevo el tramo con la máxima velocidad el tren o los trenes formados por el cilindro y los carros, las flechas producidas deberán llegar a ser totalmente elásticas en la tercera pasada, desapareciendo por completo al quedar libre el tramo.

Madrid, 31 de octubre de 1923.

Los Ingenieros, *J. Eug. Ribera, Alfonso Peña Baufl.*

(Aprobado por R. O. de 1.º de diciembre de 1924).

Cuadro de las flechas calculadas para los tramos rectos de caminos vecinales

Luz — M.	Semimomento de inercia — Cm ⁴	PESO MUERTO		SOBRECARGAS		Flexibilidad relativa — fs: 1
		Máximo momento flector — M/kg.	Flecha fp — Mm.	Máximo momento flector — M/kg.	Flecha fs — Mm.	
36	157.390.000	822.150	25,1	355.210	10,9	0,000 302
32	118.392.000	649.600	20,9	291.530	9,4	0,000 293
28	89.222.700	497.350	16,3	233.630	7,6	0,000 271
25	67.177.200	396.500	13,7	194.740	6,7	0,000 268
22	50.620.000	306.570	10,8	160.520	5,6	0,000 254
20	28.066.000	215.050	11,3	135.300	7,2	0,000 360
18	22.542.000	168.550	9,0	114.010	6,1	0,000 338
16	18.229.500	127.230	6,7	94.800	4,9	0,000 306
14,5	14.508.900	101.080	5,4	81.070	4,4	0,000 303
13	11.391.300	78.270	4,3	68.650	3,8	0,000 292
11,5	8.599.100	58.300	3,5	56.060	3,3	0,000 286
10	4.815.300	40.530	3,1	44.930	3,4	0,000 340
8,5	3.502.100	27.870	2,2	34.540	2,6	0,000 305
7,25	2.372.000	19.690	1,6	26.660	2,2	0,000 303
6	1.787.800	13.160	1,0	21.020	1,6	0,000 266
8,5	7.155.400	43.710	1,6	48.050	1,8	0,000 211
7,25	6.520.800	31.800	1,0	37.670	1,1	0,000 151
6	5.819.550	21.780	0,5	30.260	0,7	0,000 116
5	836.560	12.025	1,3	15.000	1,3	0,000 264
4	505.960	6.808	0,8	12.000	1,1	0,000 280
3	245.500	3.330	0,45	9.000	0,96	0,000 320
2	147.300	1.258	0,13	6.000	0,48	0,000 240
1	57.740	259	0,02	3.000	0,16	0,000 160



Cuadro de las flechas calculadas para los tramos rectos de carreteras

Luz — M.	Semimomento de inercia — Cm ⁴	PESO MUERTO		SOBRECARGAS		Flexibilidad relativa
		Máximo momento flector. — M/kg.	Flecha — Mm.	Máximo momento flector. — M/kg.	Flecha — Mm.	
50	378.083.150	1.691,6	41,6	593,5	14,6	0,000 292
45	270.731.600	1.323,6	36,8	481,2	13,4	298
40	184.868.200	1.009,0	32,5	385,2	12,4	310
36	140.196.800	793,5	27,3	312,0	10,7	297
32	93.391.950	608,1	24,8	246,5	10,0	312
28	61.764.950	455,2	21,3	195,2	9,2	328
25	45.455.750	351,1	18,0	160,9	8,2	328
22	38.762.950	269,2	12,5	122,0	5,7	257
20	29.999.600	215,3	10,7	99,7	5,0	248
18	22.229.250	167,3	9,1	82,0	4,4	246
16	16.650.600	128,3	7,3	68,1	3,9	243
14,5	13.031.100	103,1	6,2	58,5	3,5	242
13	9.999.750	80,8	5,1	49,3	3,1	238
11,5	7.541.600	61,7	4,0	40,6	2,6	230
10	5.479.450	45,4	3,1	32,7	2,2	222
8,5	4.747.600	32,3	1,8	25,5	1,5	177
7,25	3.615.000	23,2	1,3	21,5	1,2	160
6	2.729.000	15,7	0,8	16,5	0,8	135



APENDICE 6.º

Condiciones facultativas particulares que, además de las Condiciones facultativas generales para las obras de hormigón armado, deberán regir en la ejecución de los puentes en arco, para carreteras y caminos vecinales

(Aprobado por R. O. de 1.º de diciembre de 1924.)

ARTÍCULO 1.º—*Dimensiones y disposición de elementos*

Serán las indicadas en los planos de los Modelos oficiales. Podrán, sin embargo, los Ingenieros, al tiempo de proponer a la Superioridad los modelos y los apoyos de cada puente, proponer también las modificaciones que consideren convenientes en los arcos, tímpanos, tableros, estribos y pilas de cada modelo.

ARTÍCULO 2.º—*Estribos*

a).—Las dimensiones fijadas para todos los estribos en cada modelo son las necesarias para la estabilidad, teniendo en cuenta las alturas de rasante admitidas y los empujes máximos de las bóvedas; pero no se han tenido en cuenta los empujes de los terraplenes, ni la inclinación variable de las márgenes.

b).—En los modelos de gran altura de rasante se han proyectado placas horizontales de arriostramiento, de hormigón armado, de 20 cm. de grueso, que podrán armarse con redondos de 16 mm. a 15 cm. de distancia; pero podrán estas placas sustituirse por otras disposiciones que realicen idéntica estabilidad transversal.

ARTÍCULO 3.º—*Pilas*

a).—Con las dimensiones fijadas en cada modelo, las pilas son estables y las curvas de presiones no salen del núcleo central, aun en las hipótesis más desfavorables.

b).—Los Ingenieros proyectarán los tajamares y pilastras, en aquellos casos en que lo consideren conveniente.

ARTÍCULO 4.º—*Elección de materiales*

a).—Las pilas y estribos podrán construirse de mampostería ordinaria hi-



dráulica u hormigón ordinario o ciclópeo, salvo en los salmeres de empotramiento de las bóvedas y las placas de arriostramiento de los estribos de gran altura, que serán de hormigón.

b).—Las bóvedas, tabiques y piso serán de hormigón fino moldeado, con sus correspondientes armaduras.

c).—Podrán los Ingenieros mejorar la calidad y preparación de los paramentos de pilas y estribos y asimismo añadir a las bóvedas y tabiques los elementos decorativos que consideren convenientes; pero cuidando siempre de solidarizar estos elementos con los resistentes del puente.

ARTÍCULO 5.º—*Bóvedas*

a).—Cada tramo de puente lleva dos bóvedas gemelas de ancho constante y espesores crecientes de la clave a los arranques, fijados en los Planos de cada modelo.

b).—La curva directriz por el centro de las bóvedas es una parábola, cuyo eje vertical coincide con la clave, y cuyas ordenadas a 1,00 m. de distancia figuran en los Planos de cada modelo.

c).—El intradós y trasdós de las bóvedas se determinan trazando normales a la curva directriz, en las que, y de cada lado, se dará la mitad del espesor correspondiente a la ordenada.

d).—En los arcos rebajados al $1/4$ y al $1/2$, las curvas parabólicas directrices tienen sólo flechas de $1/5$ y $1/2,5$ de las luces de cálculo; los rebajamientos reales de $1/4$ y $1/2$ se obtienen por medio de curvas circulares tangentes en los arranques del intradós y a los paramentos de apoyo.

ARTÍCULO 6.º—*Tabiques*

a).—Las armaduras verticales se prolongarán dentro de la bóveda y largueros, en la forma representada en los Planos, a cuyo efecto se dejarán empotrados previamente en las bóvedas unos trozos de barras verticales que se unirán con alambre a las que después servirán de armadura de los tabiques.

b).—En los puentes de gran luz y flecha en que los tabiques alcanzan alturas considerables, deberán arriostrarse los tabiques mayores con losas armadas, en la forma representada en los Planos de los modelos correspondientes.

ARTÍCULO 7.º—*Tímpanos*

Sobre la parte central de las bóvedas, en la que no caben tabiques, se completará el espesor hasta el nivel del tablero, con trozos de tímpanos macizos de igual ancho que las bóvedas, que no llevarán armadura.

ARTÍCULO 8.º—*Tablero*

a).—El tablero es igual en todos los modelos y sus detalles se representan en la hoja segunda de los Planos, de cada una de sus colecciones.

b).—Está constituido por largueros de igual ancho que las bóvedas sobre los que se apoya un forjado central, que se prolonga en voladizo por ambos frentes.

c).—Cuando se ejecuten los estribos con la disposición proyectada en los

modelos, el forjado se prolongará en toda la longitud de los estribos, con iguales dimensiones y armaduras que en el resto del puente.

ARTÍCULO 9.º—*Pavimento y desagüe*

a).—El mejor pavimento para la calzada de estos puentes será el de adoquinado, con lecho y juntas de mortero de portland, para los puentes de carretera, y con lecho y juntas de arena en los de caminos vecinales.

b).—Los bordes de los andenes deberán siempre defenderse con bordillos de piedra dura.

c).—Cuando se emplee para la calzada pavimento de afirmado, deberán sin embargo, construirse los mordientes de aquél con una o dos hiladas de adoquín sentados con mortero de portland, según se representa en la hoja segunda de los Planos respectivos de caminos vecinales y carreteras.

d).—Para el desagüe de la calzada se colocarán mechinales con tubos de acero o hierro fundido, de 6 cm. de diámetro interior y 35 cm. de longitud, y a una distancia máxima de 10 m.

e).—*Los andenes podrán ejecutarse según una de las dos disposiciones de la hoja segunda de los Planos:* macizos, con hormigón pobre, enlucido con mortero de 400 kilogramos, o huecos, con una losa de hormigón armado recubierta de losetas de portland, debajo de cuya losa pueden disponerse canalizaciones.

f).—Las impostas podrán ser de piedra artificial.

ARTÍCULO 10.—*Barandilla*

Las barandillas que aparecen dibujadas en los Planos, que son de tubo forjado y galvanizado, tipo corriente, de 43 mm. de diámetro exterior para carreteras, y de angulares y redondos para caminos vecinales, *podrán sustituirse por otros tipos de hierro y fundición, cuando los Ingenieros lo propongan y justifiquen.*

ARTÍCULO 11.—*Juntas de dilatación*

a).—En los puentes de luces hasta 22 m. los extremos de los largueros se apoyarán directamente sobre los estribos, por el intermedio de chapas de plomo de $1,00 \times 0,20 \times 0,01$.

b).—En los puentes de 25 m. de luz en adelante, los extremos de los tableros se apoyarán sobre los primeros tabiques inmediatos a los apoyos, que seguirán las variaciones térmicas del tablero.

c).—En todos los puentes se colocará una chapa de palastro de $4,50 \times 0,20$ por 0,01 debajo del pavimento de la calzada, en la junta que existirá entre los forjados de apoyo y tablero.

ARTÍCULO 12.—*Dosificación de morteros*

a).—El mortero para mampostería de cimientos y rejuntados de paramentos se compondrá de 250 kilogramos de cemento portland por metro cúbico de arena buena.

b).—Para la mampostería de alzados en pilas y estribos, la proporción de cemento portland se reducirá a 200 kilogramos por metro cúbico de arena buena.



c).—Para los adoquinados de pavimento, el mortero del lecho será de 300 kilogramos de portland por metro cúbico de arena y la lechada para las juntas de 400 kilogramos de portland por metro cúbico de arena.

ARTÍCULO 13.—*Dosificación de hormigones*

a).—El hormigón para cimientos, alzados de estribos y pilas, tímpanos macizos y andenes, se compondrá de 200 kilogramos de portland, 0,500 metros cúbicos de arena y 1,000 metro cúbico de grava de 3 a 5 cm.

b).—Se podrán intercalar en estos macizos de hormigón gruesos cantos o mampuestos hasta una proporción de la mitad de su volumen.

c).—El hormigón para las bóvedas será de 350 kilogramos de portland por metro cúbico de hormigón en obra, con piedra de 3 a 5 cm.

d).—El hormigón para tabiques y tableros será de 300 kilogramos de portland por metro cúbico de hormigón en obra, con gravilla de 1 a 3 cm.

e).—La calidad y proporciones de agua, arena y piedra correspondientes, se determinarán con arreglo al Pliego de condiciones facultativas generales, aplicables a todas las obras de hormigón armado.

ARTÍCULO 14.—*Ejecución de la mampostería en apoyos*

a).—Los mampuestos se prepararán a martillo, escogiéndose los mayores para los paramentos, en donde se procurará evitar el ripio.

b).—Se sentarán por su cara mayor a baño flotante de mortero y según los lechos de cantera, cuando se presente en bancos, debiendo refluir el mortero por todos lados al golpear el mampuesto con un mazo de mano.

c).—Se procurará el mayor enlace del paramento con el resto del macizo, empleando para ello tizones y llaves, y se rellenarán perfectamente todas las juntas con mortero o ripio.

d).—En los paramentos vistos, se rejuntarán todas las juntas, descarnándolas primero, rellenando después los huecos con mortero, que se comprimirá con un hierro.

e).—En la construcción de los estribos y pilas se podrá reservar la mampostería para los paramentos vistos, rellenando los huecos con hormigón ordinario o ciclópeo, apisonados cuidadosamente por capas, para asegurarse de la homogeneidad completa de los macizos.

ARTÍCULO 15.—*Ejecución del hormigón*

a).—Para la ejecución de los hormigones en estribos, pilas, bóvedas, tabiques y tableros, es preciso, ante todo, preparar moldes de madera, de palastro o mixtos, bastante rígidos y sólidos para que no se deformen durante el moldeo y con juntas suficientemente impermeables para que no se escape el mortero.

b).—El amasado de los hormigones podrá hacerse a brazo o mecánicamente. Siempre se efectuará mezclando, previa e íntimamente, en seco, el cemento y la arena primero; la mezcla así obtenida y la piedra después agregando finalmente el agua muy poco a poco y del modo más uniforme posible, removiendo el conjunto sin cesar, hasta obtener una masa bien homogénea.

c).—La cantidad de agua será la necesaria para que las lechadas no refluayan a la superficie de las capas, sino después de un apisonado de todas sus partes.

d).—Se moldeará el hormigón por capas de un grueso máximo de veinte centímetros y el apisonado de estas capas se hará por igual, pero sin fuertes golpes, que puedan perjudicar a la homogeneidad de la fábrica por hacer refluir el mortero. Cuando se suspenda el trabajo, sin haber terminado la obra, no se reanudará sin limpiar perfectamente y regar con lechada espesa de cemento la superficie que ha de cubrirse con hormigón fresco.

e).—En hormigones ordinarios, se podrán intercalar en la masa gruesos mampuestos o cantos rodados, siempre y cuando cada uno de ellos quede envuelto por una capa de hormigón.

f).—Durante los grandes calores, se regará el hormigón hasta el fraguado completo del cemento. Durante las heladas fuertes, convendrá suspender su ejecución, a menos de emplear agua caliente y de recubrir la superficie con sacos, hasta su fraguado completo.

ARTÍCULO 16.—*Ejecución de la piedra artificial*

a).—Las impostas de andenes, pretils y elementos decorativos que los Ingenieros quieran añadir a los modelos proyectados, podrán ejecutarse con piedras artificiales, para las que se seguirán las prescripciones establecidas para el hormigón, con las modificaciones siguientes:

b).—En los paramentos del molde correspondiente a la superficie vista, se extenderá una capa de mortero de un centímetro de grueso mínimo.

c).—El apisonado será más cuidadoso y con menos agua y se hará por capas de diez centímetros.

d).—Se dejarán las piezas en el taller hasta que tengan la dureza necesaria para ser transportadas y sentadas (ocho días por lo menos).

ARTÍCULO 17.—*Ejecución de las cerchas de bóvedas*

a).—Se prepararán éstas en un taller, estableciendo primero una montea, bien precisa, y colocando los angulares de cabeza de manera a que siempre estén sus bordes exteriores a 5 cm. de los paramentos del hormigón. La flecha de la montea excederá en una milésima parte de la luz, a la flecha teórica del arco, para tener en cuenta el inevitable asiento de montaje.

b).—La distribución de cerchas proyectada en trozos de 5 a 6 metros, para poder transportarse fácilmente en vagones y carros, podrá ser modificada en el taller, si una circunstancia especial así lo aconsejara, pero deberán siempre empalmarse con bridas y tornillos que no debiliten la sección de trabajo.

c).—Cortados los hierros a las dimensiones de la montea, y presentados sobre ésta, para comprobar su curvatura y precisos empalmes, se roblarán con perfección los angulares de la celosía, para que los de cabeza se adhieran en toda su longitud, y se empalmarán todos los trozos en el taller, con sus bridas, riostras y tornillos, para asegurarse de que la cercha totalmente montada corresponderá a las dimensiones previstas.

d).—Bajo ningún pretexto se pintará de minio ni de cualquier sustancia, ninguna de las piezas de las armaduras.

ARTÍCULO 18.—*Montaje de las cerchas de bóvedas*

a).—Aunque estas cerchas se han proyectado para ser montadas al aire, en

aquellos casos en que fuera fácil y económico establecer un ligero andamio, podrá efectuarse el montaje apoyando los extremos de los trozos sobre dicho andamio. En este caso, los trozos de los arranques se apoyarán sobre el enrase de estribos y pilas cuidadosamente nivelados, y sólo se hormigonarán los salmeres cuando esté terminado el montaje de las dos cerchas de la bóveda.

b).—Cuando no convenga construir un andamio, se presentarán en sus posiciones definitivas los trozos de cerchas correspondientes a los dos arranques de cada bóveda, y una vez bien comprobadas sus situaciones, se hormigonarán los salmeres correspondientes.

c).—Por medio de un cable transbordador, se transportarán los trozos siguientes de las cerchas, que se empalmarán con las primeras por medio de las bridas y tornillos, debiéndose llevar su montaje simultáneamente por los dos lados del arco.

d).—Para el cierre de las cerchas, se presentará primero el trozo último central, que podrá exigir alguna corrección en su longitud o en la situación de los tornillos de brida, que se correrán lo necesario para que la unión de las cabezas ofrezca iguales condiciones de seguridad que el resto de la armadura.

ARTÍCULO 19.—*Moldeo de las bóvedas*

a).—Una vez montadas las cerchas, se limpiará su herrumbre con cepillo de alambre, y asimismo se limpiarán todas las manchas y números pintados que puedan traer del taller, con objeto de evitar soluciones de continuidad en la adherencia del cemento con el acero.

b).—Se suspenderá entonces de las cerchas un fuerte entablonado de pino del Norte, cuya superficie superior corresponda al intradós de la bóveda, y sobre los extremos de este entablonado se colocarán los moldes laterales de los dos frentes, todo ello con la suficiente rigidez para resistir el peso del hormigón y su apisonado.

c).—Se procederá a verter el hormigón por capas de un espesor de 0,20 a 0,25 metros, que se apisonarán con igualdad, cuidando de que el mortero penetre en todos los huecos de la armadura.

d).—Debe organizarse el trabajo para que cada capa de una bóveda pueda hormigonarse en el día, y cuando la luz exceda de 20 metros, deberá hormigonarse simultáneamente en la clave y en los arranques, para repartir la carga e impedir toda deformación de las cerchas.

e).—La superficie superior del hormigón deberá dejarse rugosa e irregular para favorecer su adherencia con las capas sucesivas y podrán empotrarse en su masa punfas de barras y mampuestos de tizón que contribuyan a su trabazón con el resto de la bóveda.

f).—Se dejará endurecer esta primera capa durante quince días, por lo menos, antes de moldear la segunda capa, que se ejecutará con iguales precauciones que la primera, y después de bien limpiados los hierros y regado con lechada de cemento la superficie de la capa inferior, previamente picada y limpiada.

g).—Cuando los espesores de las bóvedas excedan de 0,50 m., se terminará su moldeo con una tercera capa.

h).—Antes de moldear la capa superior y última, se colocarán los extremos de las barras verticales correspondientes a las armaduras de los tabiques, y una vez terminado de extender el hormigón, se enlucirá el trasdós con mortero fino de 400 kilogramos de cemento por metro cúbico de arena.

ARTÍCULO 20.—*Ejecución de las armaduras de tabiques y tableros*

a).—Se preparan previamente en un taller las armaduras, bien limpias de herrumbre, y se colocarán en los moldes con toda precisión y a una distancia mínima de 25 mm. de sus paramentos.

b).—Se verterá el hormigón fino en los moldes por capas de 0,10 m. que se apisonarán alrededor de las barras con pisones especiales.

c).—Deberán ejecutarse los forjados y voladizos en un solo día, con todo su grueso, y los empalmes de los diferentes trozos se picarán y cubrirán con una lechada espesa de cemento.

d).—Los andenes podrán moldearse "in-situ" o con impostas de piedra artificial fabricadas en taller. Los bordillos de andenes se sentarán con mortero de portland y se rellenará el hueco con hormigón pobre.

e).—Cuando se enluzcan los pisos de andenes se hará con mortero de 400 kilogramos por metro cúbico de arena.

ARTÍCULO 21.—*Descimbramiento*

a).—Aunque depende de las luces y épocas del trabajo, no deberán descimbrarse las bóvedas antes de veinticinco días después de moldeada la primera capa.

b).—Los tabiques, largueros y voladizos podrán descimbrarse a los doce días; los forjados, a los seis días.

ARTÍCULO 22.—*Ejecución de las calzadas*

a).—Cuando se adopten adoquinados, se emplearán piezas con tizones de 8 a 14 cm., largos de 15 a 22 cm. y anchos de 8 a 12 cm., reservándose los adoquines de mayor tizón para el centro de la calzada.

b).—Se extenderá sobre el forjado una capa de mortero o arena casi seca (según que se trate de puentes de carreteras o de caminos vecinales), cuyo espesor crecerá desde el mordiente hasta el centro para obtener el bombeo fijado en el plano.

c).—Se sentarán primeramente las dos hiladas de las cunetas a lo largo de los bordillos, cuyas hiladas deberán sentarse con la pendiente de medio por ciento a uno y otro lado de cada mechina.

d).—Las demás hiladas del adoquinado se sentarán normalmente al puente y con juntas encontradas. Todas estas juntas, cuyo ancho no deberá exceder de un centímetro, se rellenarán con lechada de mortero o con arena, según que se trate de carreteras o de caminos vecinales.

e).—Cuando se ejecuten adoquinados con mortero de cemento, no se deberán dejar circular los carros por encima del adoquinado sino después de transcurridos veinte días, por lo menos.

f).—En las inmediaciones de los apoyos de tableros se sentarán siempre los adoquines con arena en lugar de mortero, y en una longitud de 0,50 a 1,00 m., según las luces de los arcos, a cada lado de la junta de apoyo, con objeto de localizar en estas hiladas los efectos de la dilatación o contracción de los tableros.

g).—Cuando se adopte para la calzada del puente el pavimento de afirmado, se ejecutará éste con las condiciones corrientes en carreteras, pero se dejarán siempre las dos hiladas de adoquín para cada cuneta, recibidas con mor-



tero en los puentes de carretera y una hilada en los puentes de caminos vecinales. Se cilindrará, además, el firme con especial cuidado.

ARTÍCULO 23.—*Ejecución de los terraplenes de avenidas*

a).—Se tendrá especial cuidado en la ejecución de los terraplenes de avenida que se intercalan y envuelven los dos muros de cada estribo, para evitar empujes desiguales sobre los paramentos.

b).—A este efecto, se excluirán en absoluto los productos que contengan más de 75 % de arcilla y se ejecutarán por tongadas de 0,20 m., bien regadas y apisonadas.

c).—Los Ingenieros proyectarán para cada caso las obras accesorias que convenga ejecutar para la defensa de estos terraplenes.

ARTÍCULO 24.—*Abono de las obras*

a).—El hormigón y armaduras de acero de las bóvedas, tabiques y tableros se abonarán con arreglo a las cubicaciones de los modelos, sin necesidad de nuevas mediciones.

b).—Los cimientos, estribos, pilas, decoración, barandillas, pavimentos, mechinales y placas de apoyo se abonarán con arreglo a los datos tomados en obra.

c).—En los presupuestos parciales de cada puente deberán figurar partidas alzadas para cimbras y andamiajes y pruebas, que se abonarán también alzadamente, cualesquiera que sean los medios auxiliares que se hubieran empleado para la construcción.

ARTÍCULO 25.—*Pruebas de los tramos*

a).—Las pruebas para los puentes de caminos vecinales consistirán en hacer recorrer cada tramo las siguientes sobrecargas:

Primera. Un tren formado por los vehículos ordinarios o automóviles más pesados de que se disponga en la localidad.

Segunda. Un cilindro compresor de veinte toneladas.

Tercera. El mismo cilindro, precedido y seguido por aquellos vehículos, hasta cubrir todo el puente.

Estas tres sobrecargas deberán circular, primero con lentitud, después forzando la velocidad sucesivamente, hasta alcanzar la máxima posible.

Cuarta. Se repetirá la última prueba recargando los andenes a razón de 400 kilogramos por m².

b).—Las pruebas para los puentes de carreteras serán iguales a las anteriores, pero se añadirá una quinta prueba que consistirá en doblar el tren de cilindro y carros, haciendo cruzar los cilindros en el centro de cada tramo y recargando los andenes a razón de 450 kilogramos por m².

Si pudieran instalarse al tiempo de las pruebas los tranvías eléctricos, tenidos en cuenta en los cálculos, se harán con ellos otras pruebas.

c).—Se medirán con aparatos amplificadores las flechas máximas determinadas por estas pruebas, que en general no deberán exceder de 1/1.000 de luz al cabo de seis horas, aunque siempre deberán quedar reducidas a un cuarto, a lo sumo, a las doce horas de descargar por completo el tramo.

Madrid, 31 de octubre de 1923.

Los Ingenieros, *J. Eug. Ribera; Alfonso Peña Bœuf.*

(Aprobado por R. O. de 1.º de diciembre de 1924).

MODELOS DE CAÑOS

ESCALA DE 1:50

LÁMINA 1

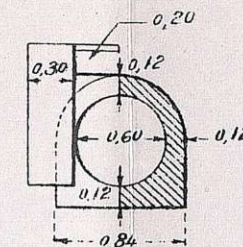
CUBICACIÓN DE LOS CAÑOS

Metro lineal de tubo
Semitímpano de pila
Semitímpano de estribo
Una aleta
Un metro lineal de imposta

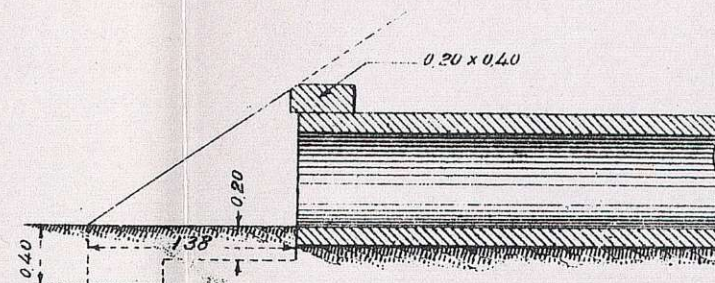
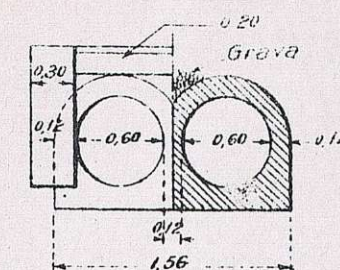
Modelo			
Nº 1. m³	Nº 2. m³	Nº 3. m³	Nº 4. m³
0,347	0,627	0,539	0,975
	0,008		0,015
0,005	0,005	0,009	0,009
0,190	0,190	0,390	0,390
0,030	0,080	0,080	0,080

Los tímpanos tendran 0,40 m. de grueso y no se construiran sino en las partes correspondientes a los paramentos vistos.

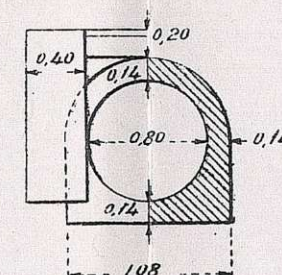
MODELO Nº 1.



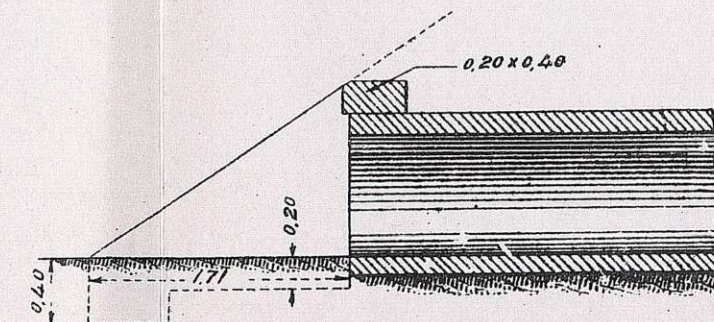
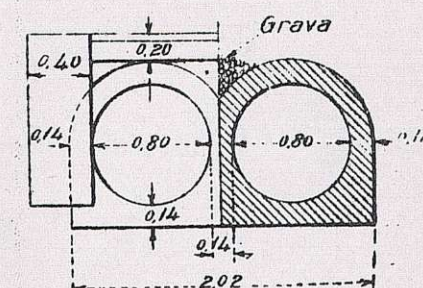
MODELO Nº 2.



MODELO Nº 3.



MODELO Nº 4.



MODELLOS DE CAÑOS DE ESCALA

Modello



Corriente

Modello	
Modello	Modello
0.000	0.000
0.000	0.000
0.000	0.000
0.000	0.000
0.000	0.000
0.000	0.000

Modello de canal

Modello de canal

Modello de canal

Modello de canal

Modello de canal



Modello de canal

Modello de canal

Modello de canal

Modello

MODELOS DE TAJEAS

ESCALA DE 1:50

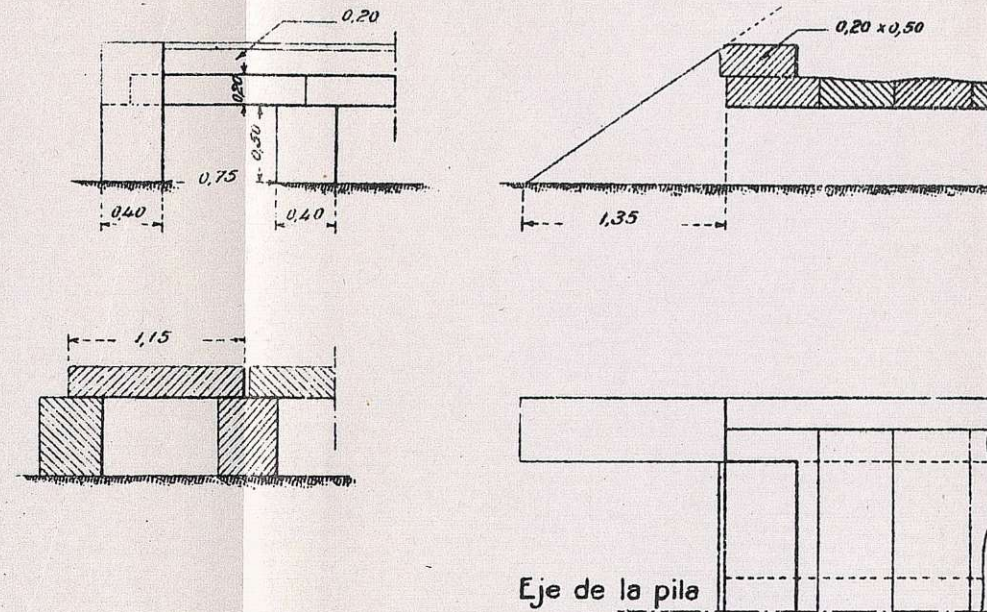
LÁMINA 2

CUBICACIÓN DE LAS TAJEAS

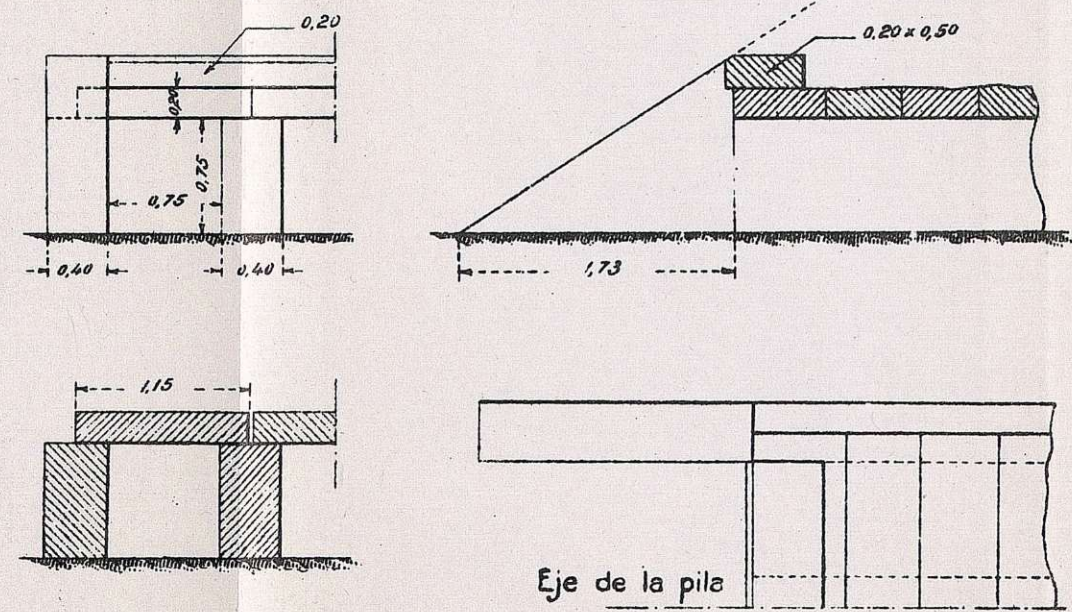
Modelo							
Nº1 m³	Nº2 m³	Nº3 m³	Nº4 m³	Nº5 m³	Nº6 m³	Nº7 m³	Nº8 m³
0,160	0,230	0,230					
			0,386	0,578	0,621	0,881	0,904
0,150	0,200	0,300	0,175	0,188	0,180	0,150	0,300
0,150	0,200	0,300					
			0,470	0,569	0,667	0,783	0,930
			0,028	0,036	0,050	0,072	0,064
			0,030	0,067	0,045	0,061	0,058
0,182	0,243	0,398	0,271	0,432	0,300	0,469	0,675
0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100

- Metro lineal de losa
- Metro lineal de bóveda (entre los arranques)
- Metro lineal de estribo (desde el arranque)
- Metro lineal de pila
- Metro lineal de pila y dos semi-bóvedas
- Semi-timpano de pila
- Semi-timpano de estribo
- Una aleta
- Metro lineal de imposta

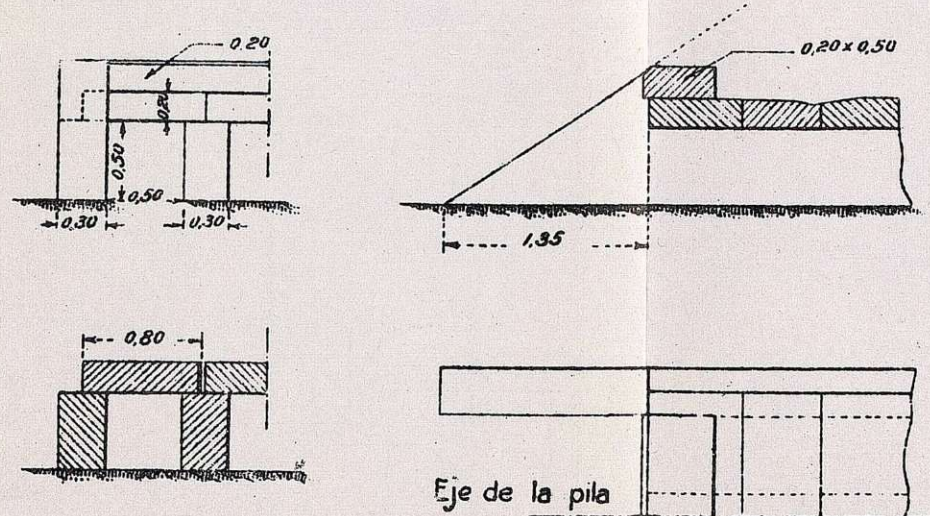
TAJEA MODELO Nº 2



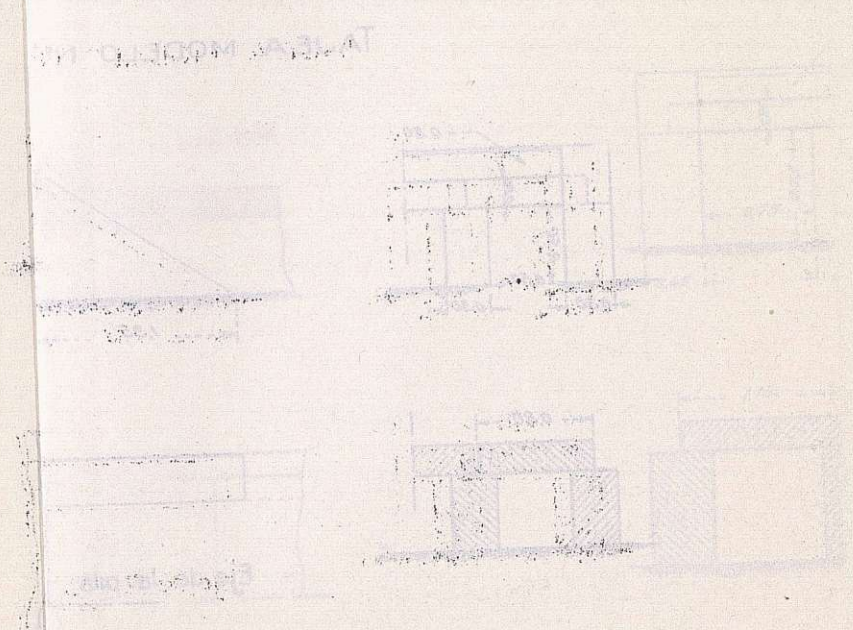
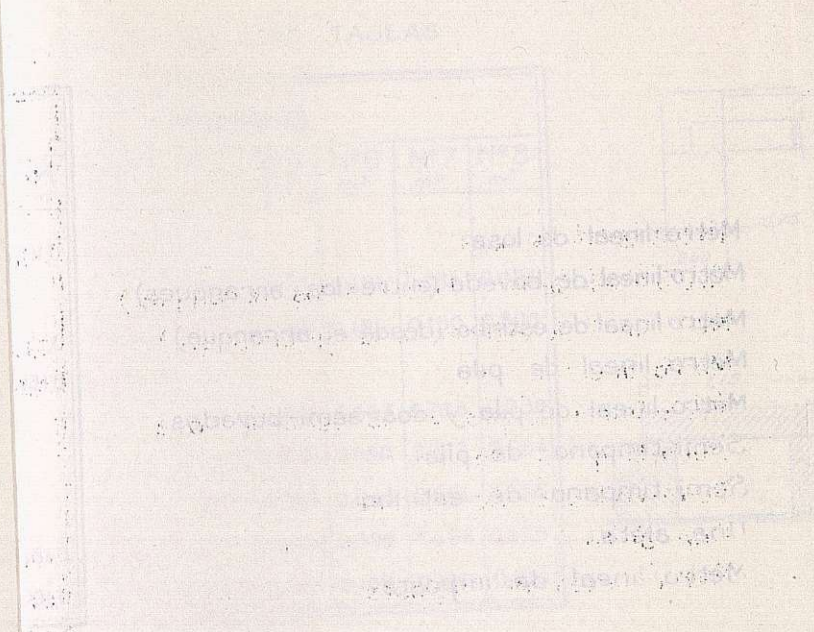
TAJEA MODELO Nº 3



TAJEA MODELO Nº 1



MODELOS DE TRABAJO

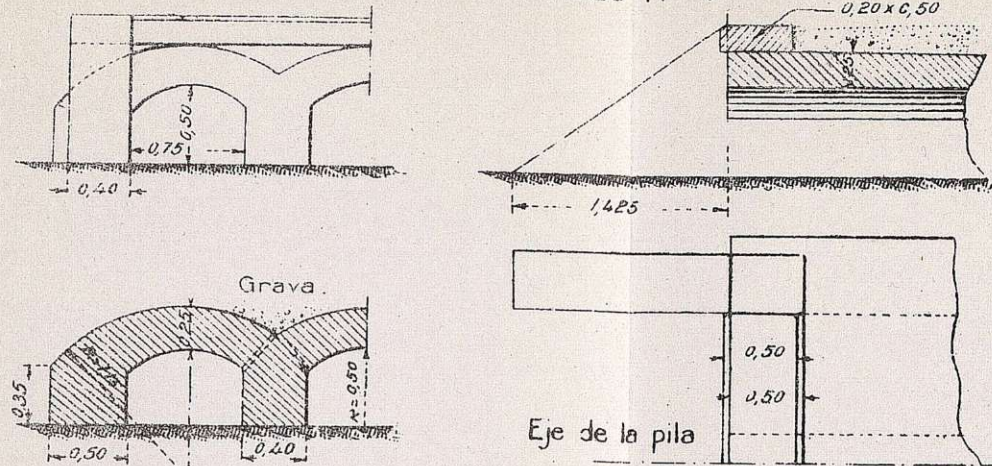


MODELOS DE TAJEAS

ESCALA DE 1:50

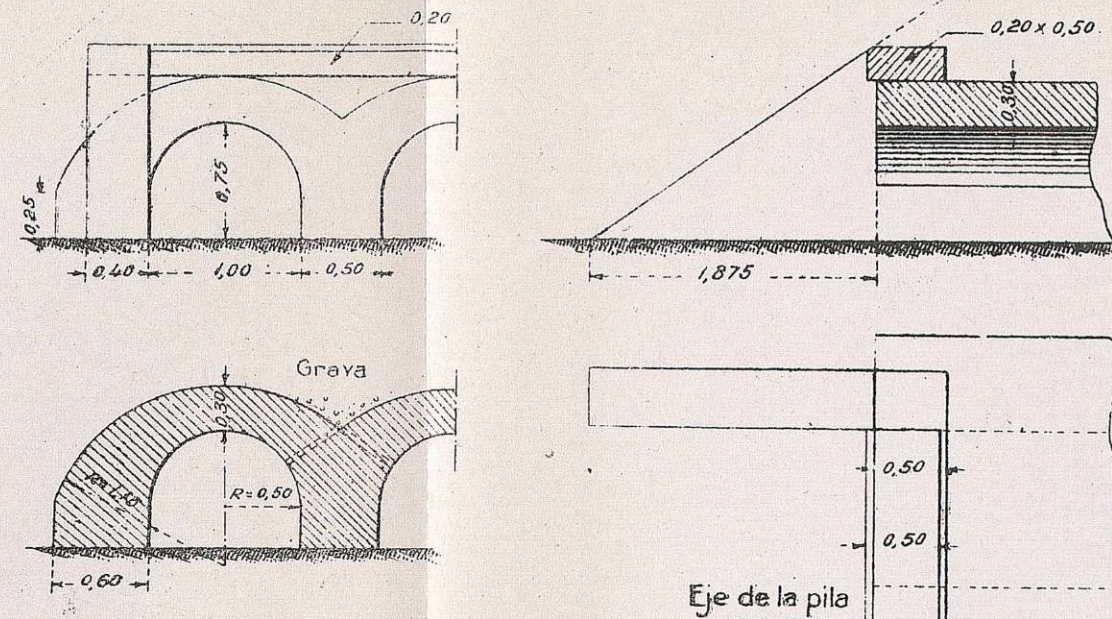
LÁMINA 3.

TAJEA MODELO Nº 4

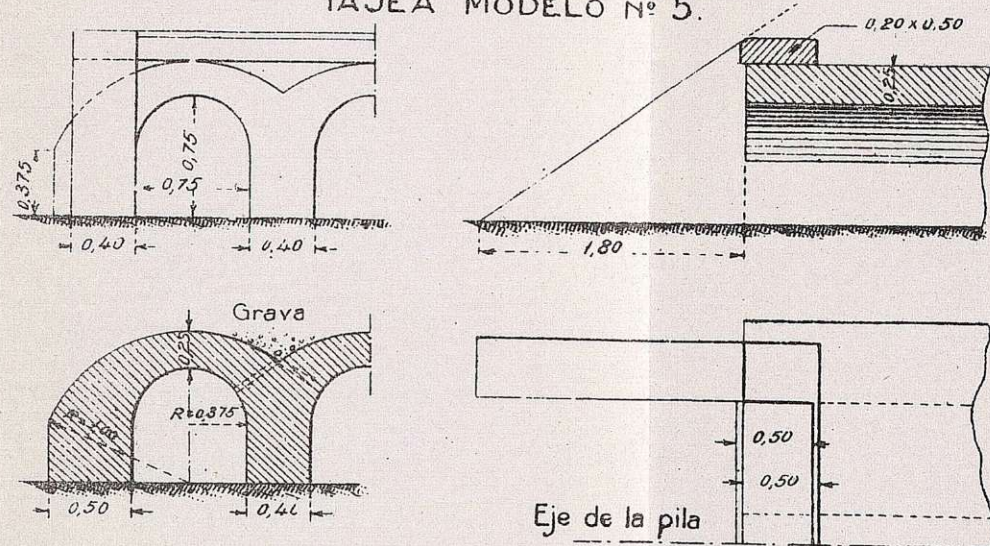


LAS CUBICACIONES EN LA LÁMINA 2.

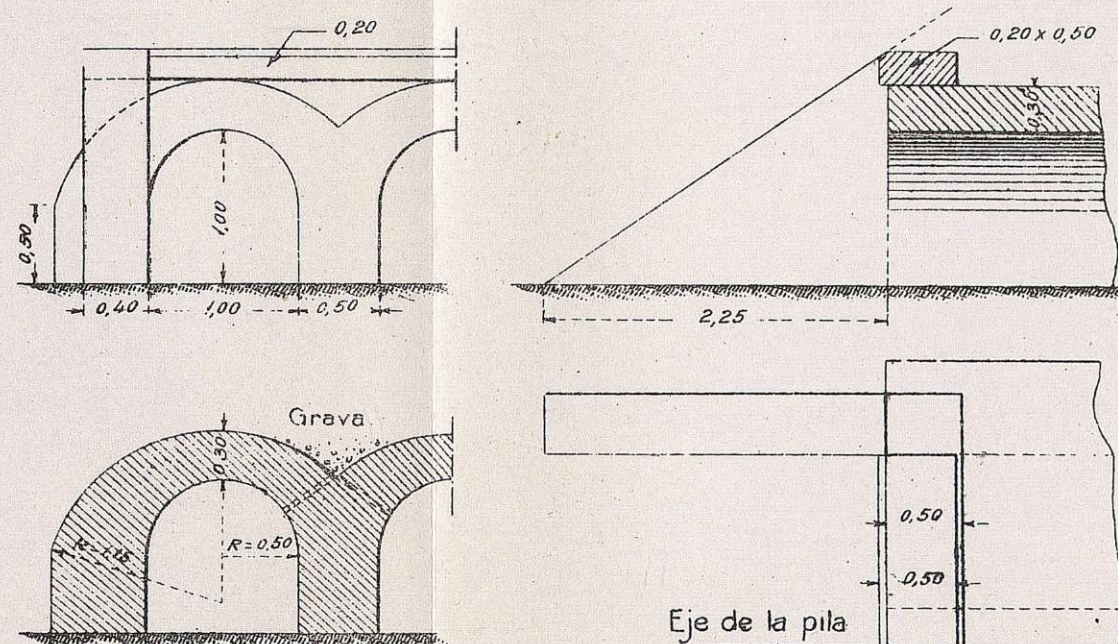
TAJEA MODELO Nº 7.



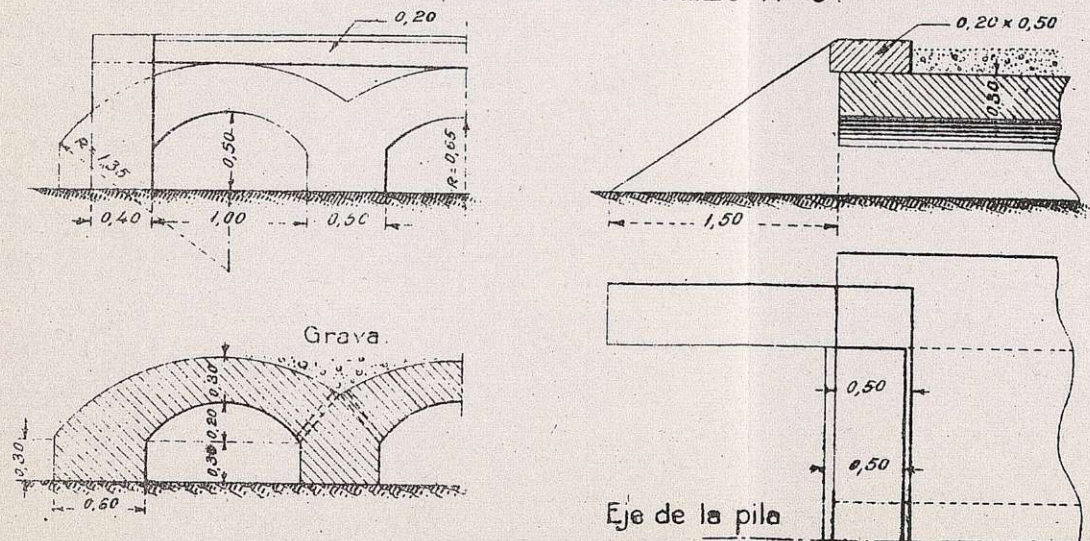
TAJEA MODELO Nº 5.



TAJEA MODELO Nº 8.



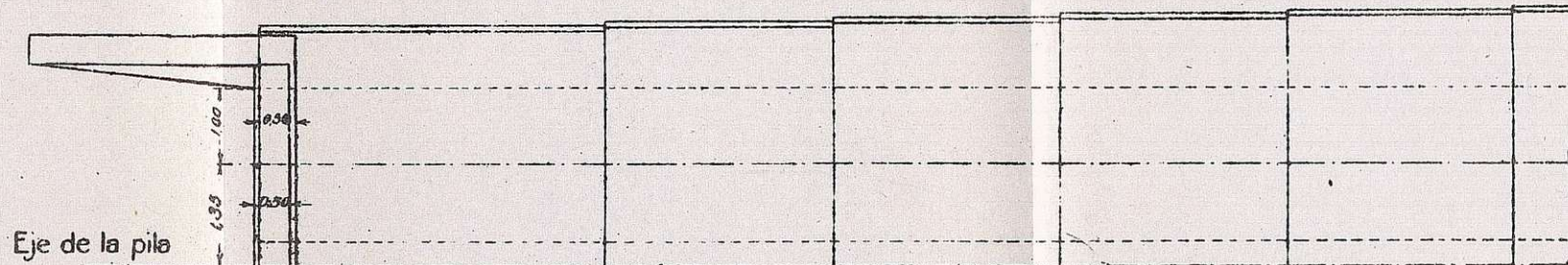
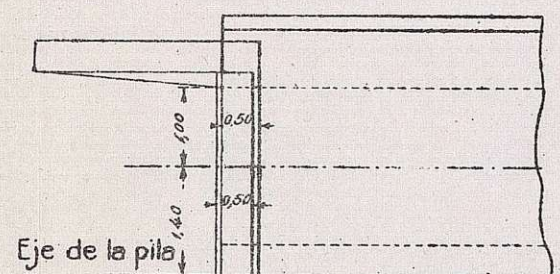
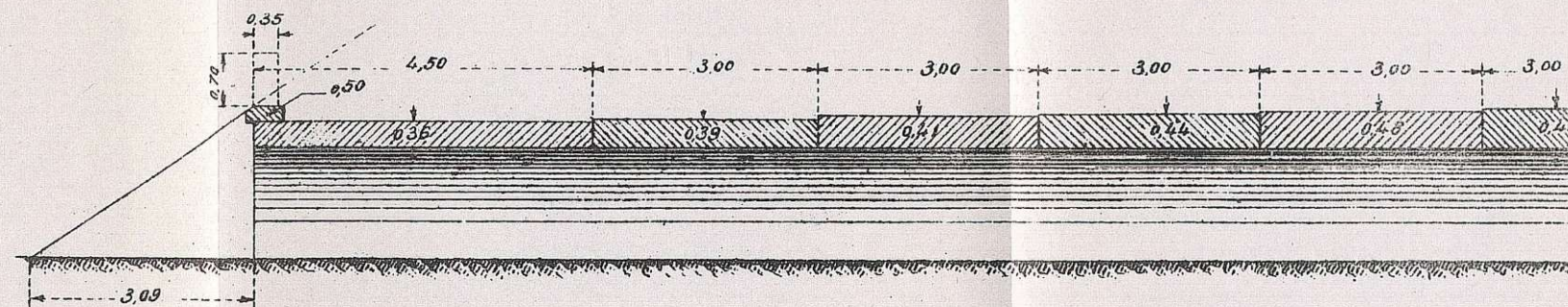
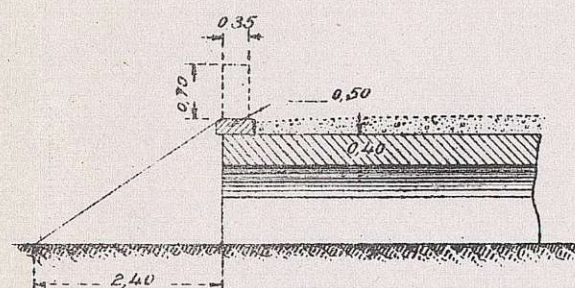
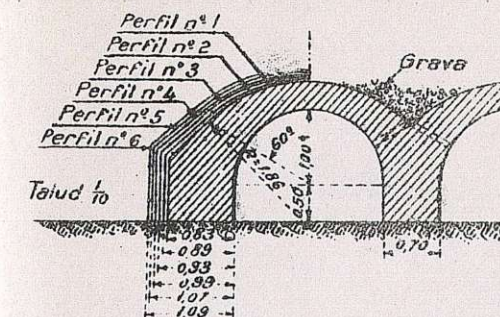
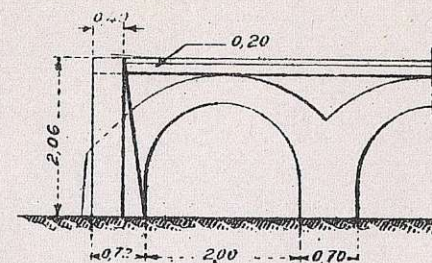
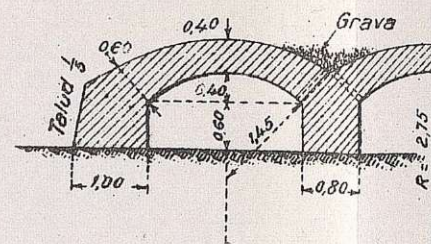
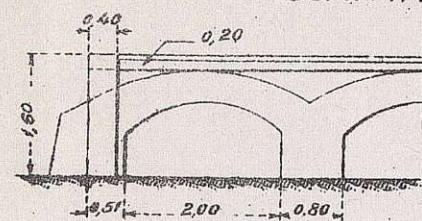
TAJEA MODELO Nº 6.





FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

ALCANTARILLA MODELO Nº1.



CUBICACIÓN

Modelo nº1	m³
Metro lineal de bóveda entre juntas de rotura	1,246
Metro lineal de estribo desde la junta de rotura	0,852
Metro lineal de pila y dos semi-bóvedas	1,842
Semi-tímpano de pila	0,080
Semi-tímpano de estribo	0,100
Una aleta	0,838
Un metro lineal de imposta	0,100

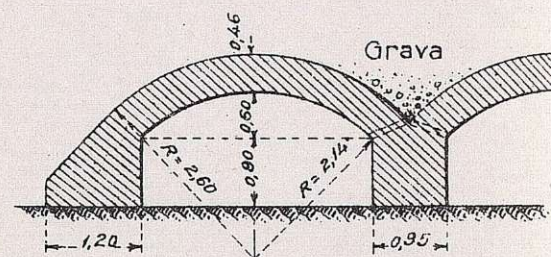
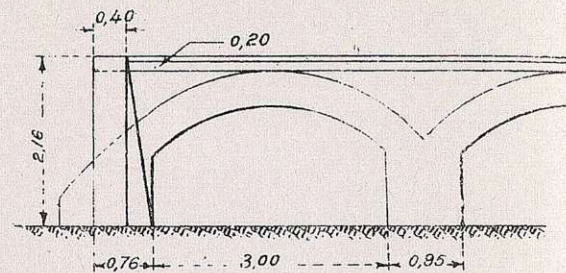
CUBICACIÓN Y DIMENSIONES QUE NO FIGURAN EN LOS PLANOS

Modelo nº 2	Perfiles					
	Nº1 m³	Nº2 m³	Nº3 m³	Nº4 m³	Nº5 m³	Nº6 m³
Metro lineal de bóveda entre juntas de rotura	1,108	1,216	1,290	1,408	1,548	1,606
Metro lineal de estribo desde la junta de rotura	0,914	1,000	1,050	1,138	1,234	1,285
Metro lineal de pila y dos semi-bóvedas	2,450					
Semi-tímpano de pila	0,126					
Semi-tímpano de estribo	0,264					
Una aleta	1,613					
Un metro lineal de imposta	0,100					
Espesor de bóveda en junta de rotura metros.	0,58	0,63	0,66	0,71	0,75	0,79
Espesor de estribo en arranques metros.	0,78	0,84	0,88	0,94	1,02	1,04



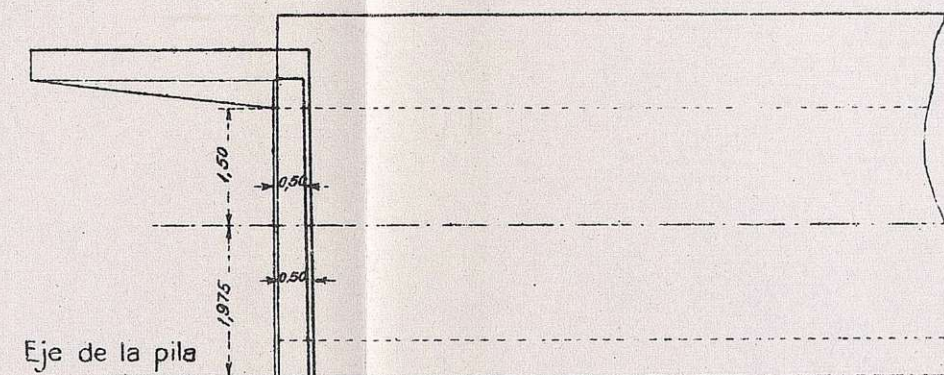
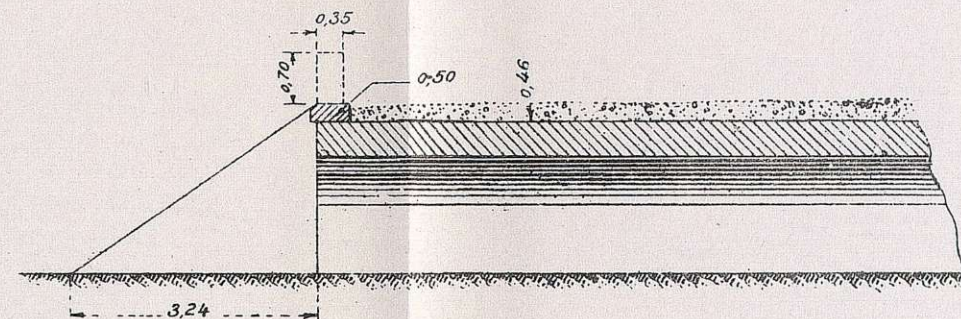
FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

ALCANTARILLA MODELO Nº 3



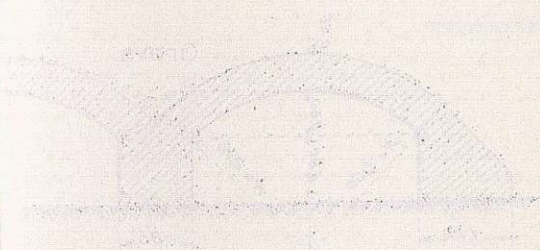
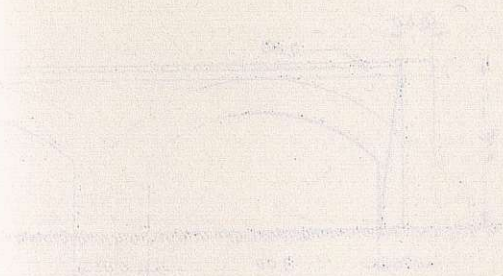
CUBICACIÓN

Modelo nº 3.	m ³
Metro lineal de bóveda entre juntas de rotura	1,970
Metro lineal de estribo desde la junta de rotura	1,658
Metro lineal de pila y dos semi-bóvedas	3,436
Semi-tímpano de pila	0,234
Semi-tímpano de estribo	0,313
Una aleta	2,030
Un metro lineal de imposta	0,100



MODELOS DE ALCAÑAL

ALCAÑAL A. MODELO

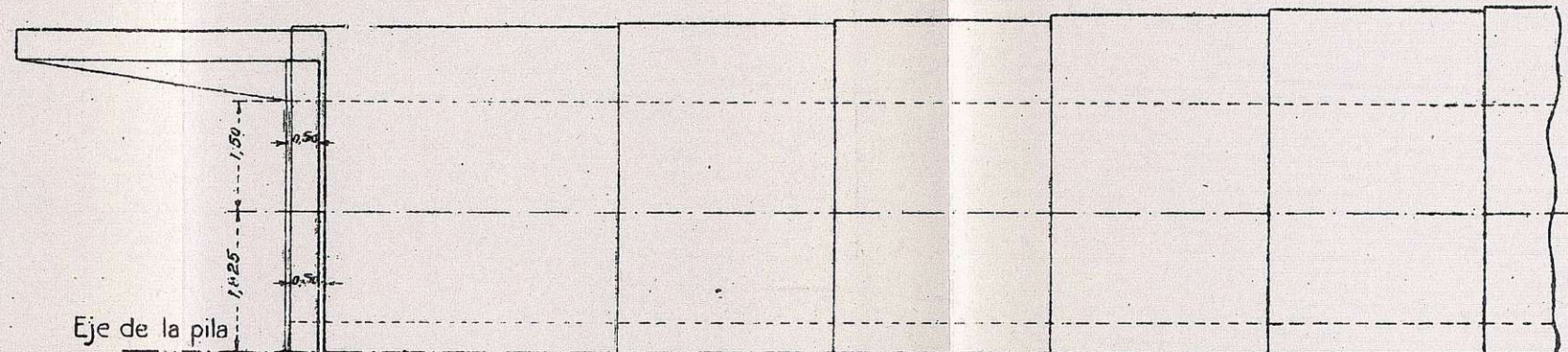
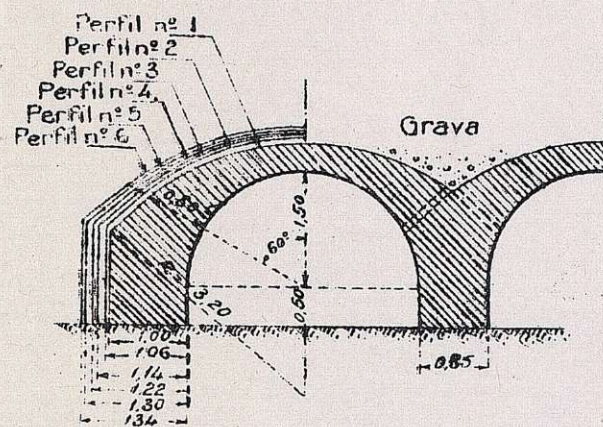
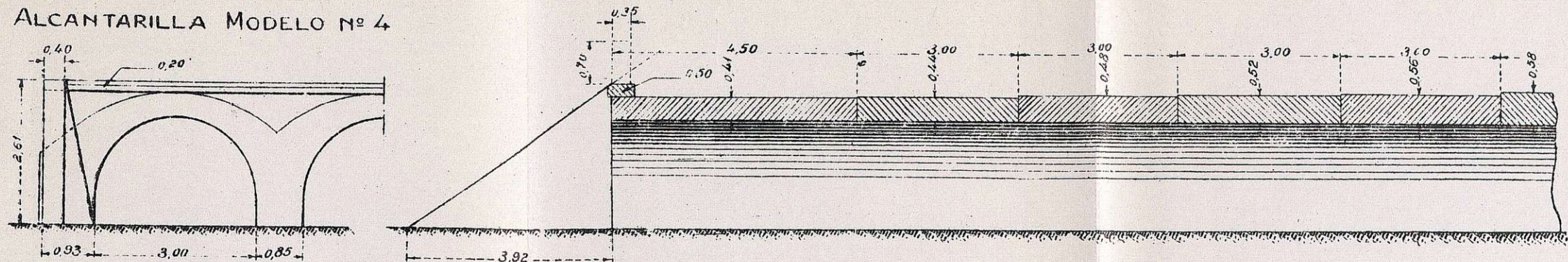


UBICACION

Modelo n.º 3

Este tipo de canal se caracteriza por tener una sección transversal de forma de herradura, es decir, un arco de medio círculo apoyado en un muro de mampostería. Este tipo de canal se utiliza para el riego y el transporte de agua.

ALCANTARILLA MODELO Nº 4



CUBICACIÓN

Modelo nº 4.	Perfiles					
	Nº 1 m³	Nº 2 m²	Nº 3 m³	Nº 4 m³	Nº 5 m³	Nº 6 m³
Metro lineal de bóveda entre juntas de rotura	1,800	1,880	2,100	2,370	2,620	2,680
Metro lineal de estribo desde la junta de rotura	1,400	1,510	1,625	1,820	1,928	2,205
Metro lineal de pila y dos semi-bóvedas	2,674					
Semi-tímpano de pila	0,263					
Semi-tímpano de estribo	0,547					
Una aleta	2,950					
Un metro lineal de imposta	0,100					

MODELOS DE ALCANTARILLA

ALCANTARILLA MODELO N.º 4

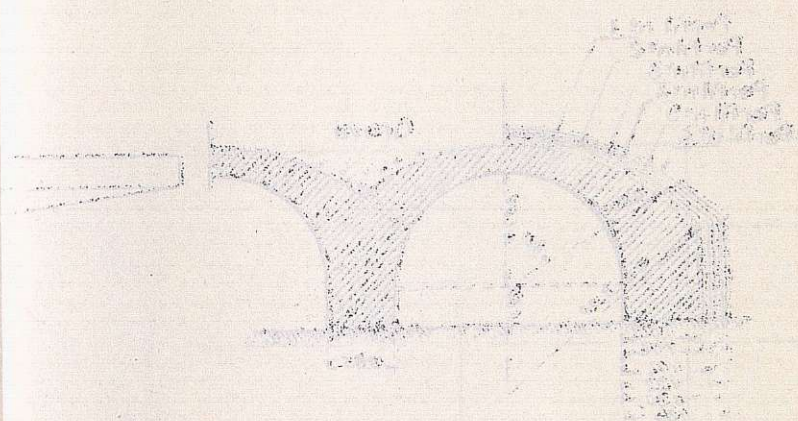
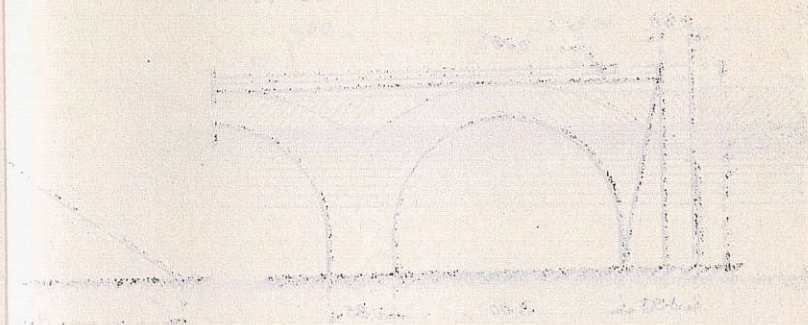
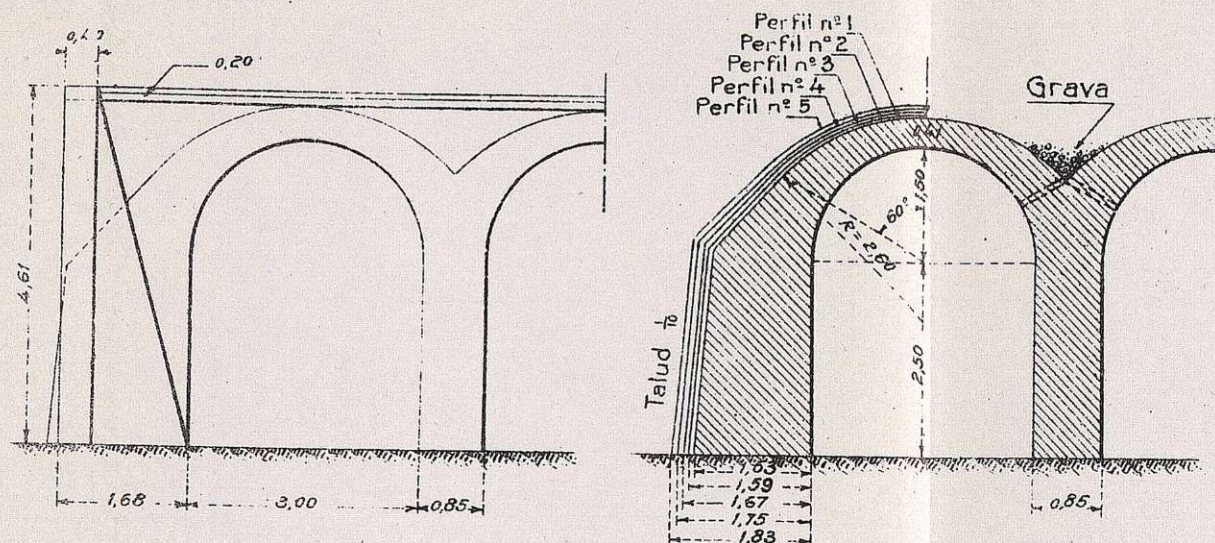


Fig. 1

INDICACIONES

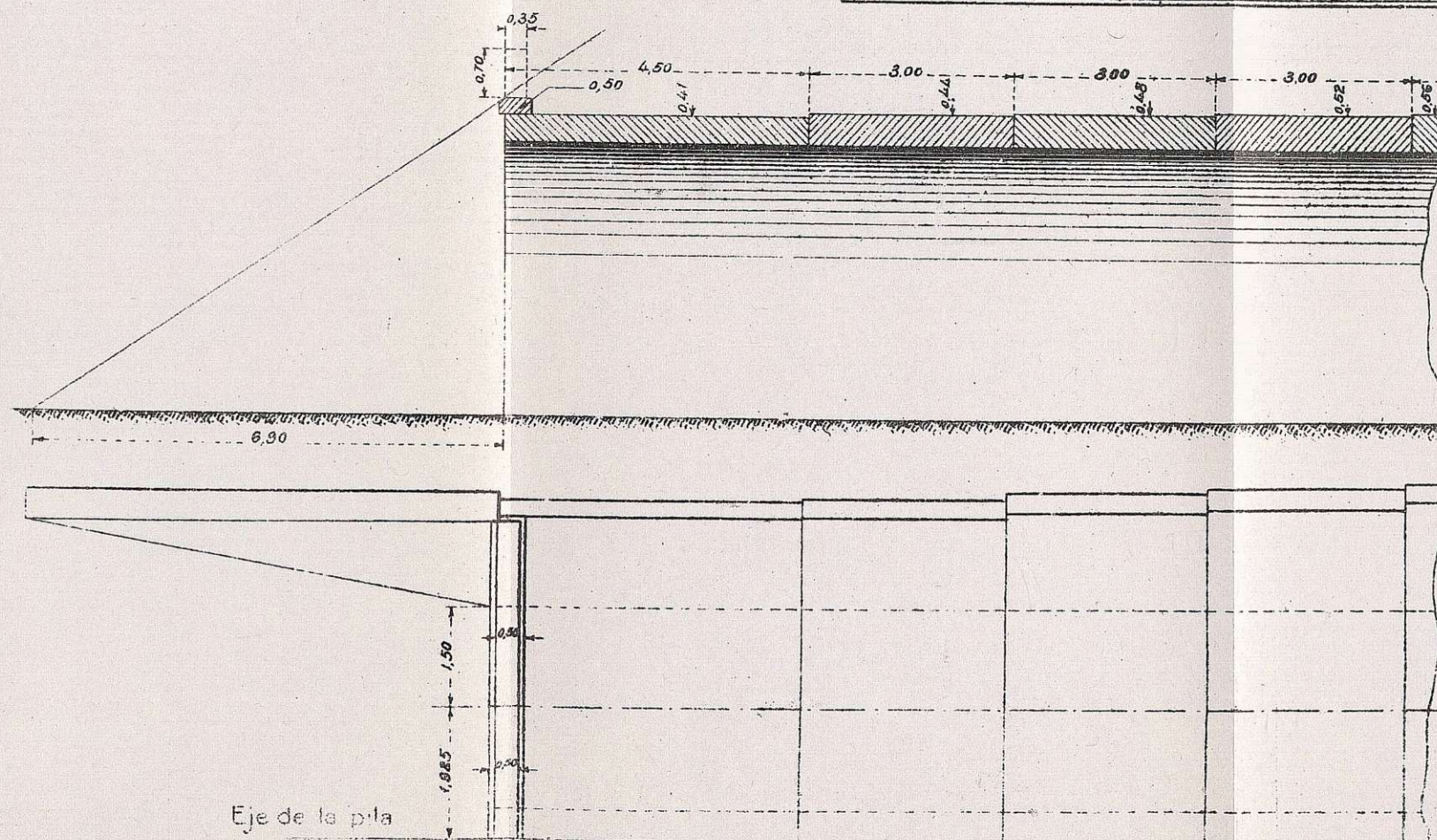
	Perfiles			
	N.º 1	N.º 2	N.º 3	N.º 4
Altura total de la alcantarilla	1.00	1.00	1.00	1.00
Altura del muro	0.50	0.50	0.50	0.50
Altura del suelo	0.25	0.25	0.25	0.25
Radio de la curva	0.25	0.25	0.25	0.25
Grado de la curva	0.25	0.25	0.25	0.25
Grado de la curva	0.25	0.25	0.25	0.25

ALCANTARILLA MODELO Nº 5



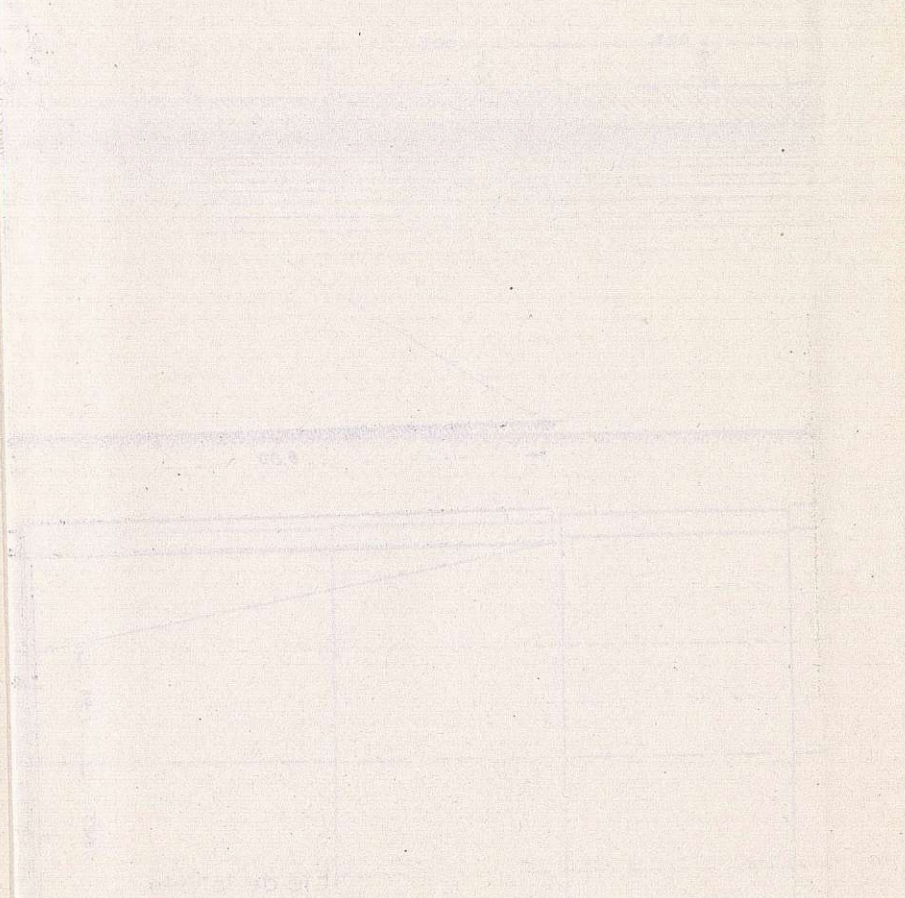
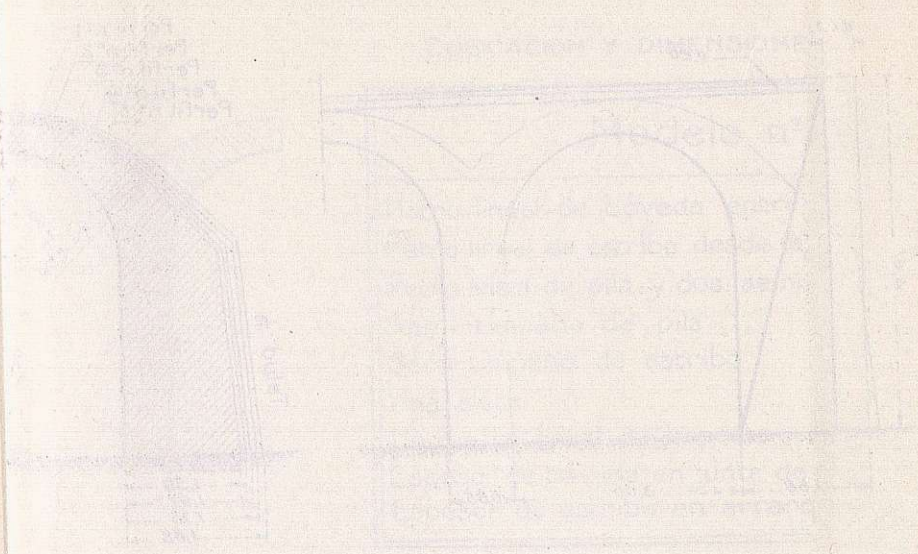
CUBICACIÓN Y DIMENSIONES QUE NO FIGURAN EN LOS PLANOS.

Modelo nº 5	Perfiles				
	Nº 1 m³	Nº 2 m³	Nº 3 m³	Nº 4 m³	Nº 5 m³
Metro lineal de bóveda entre juntas de rotura	1,800	1,953	2,124	2,376	2,623
Metro lineal de estribo desde la junta de rotura	4,500	4,778	5,040	5,340	6,784
Metro lineal de pila y dos semi-bovedas	4,895				
Semi-tiempo de pila	0,263				
Semi-tiempo de estribo	0,546				
Una aleta	13,186				
Un metro lineal de imposta	0,100				
Espesor de bóveda en junta de rotura metros.	0,68	0,75	0,79	0,85	0,93
Espesor de estribo en arranques metros.	1,26	1,34	1,42	1,50	1,58

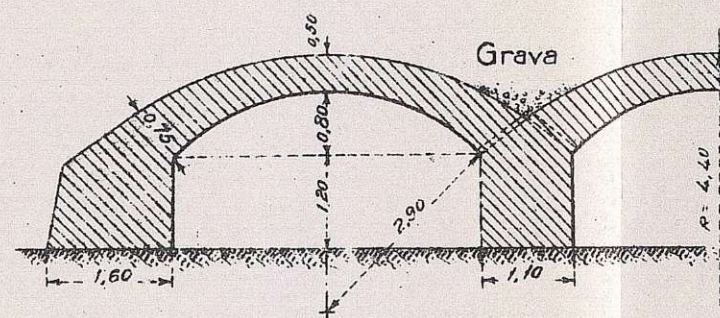
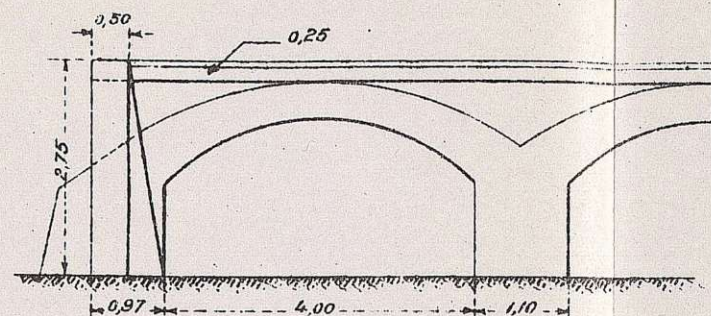


MODELOS DE ALBANTARILLAS

ALBANTARILLA MODELO N.º 1

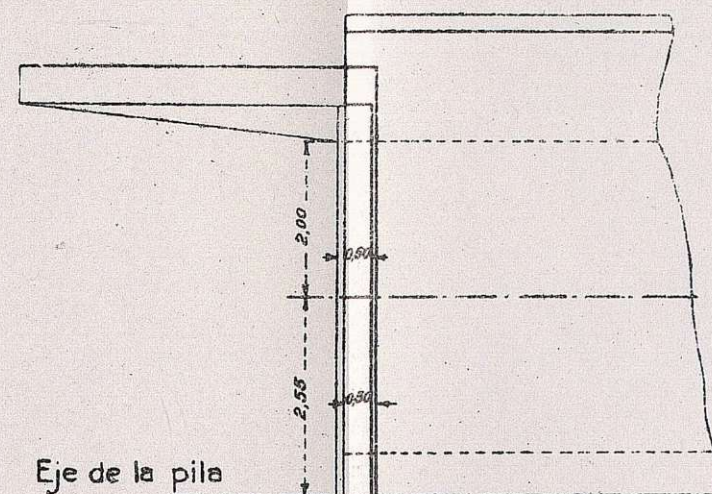
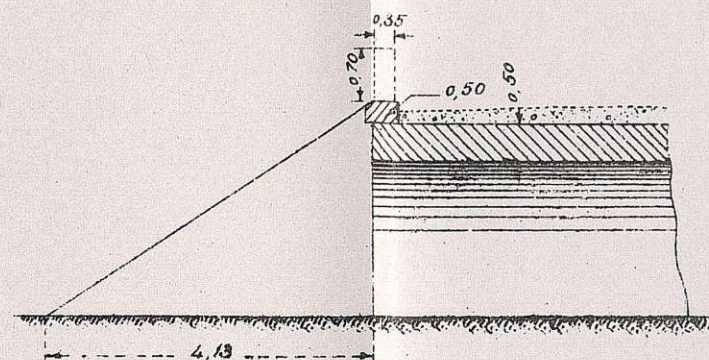


PONTON MODELO N° 1.



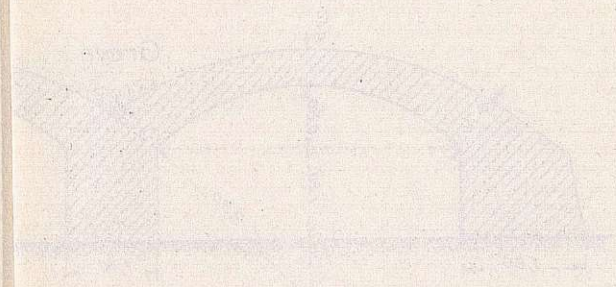
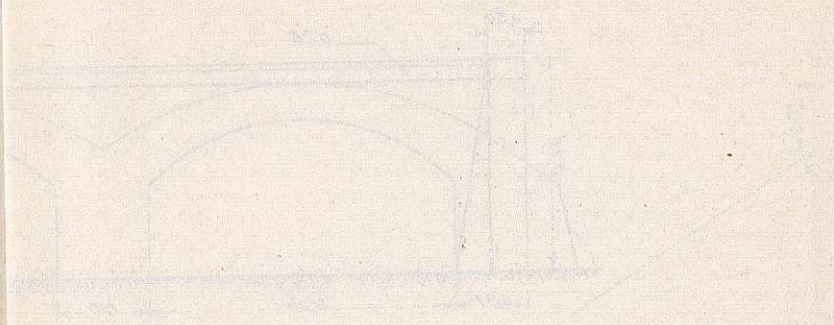
CUBICACIÓN

Modelo n° 1	m³
Metro lineal de bóveda entre juntas de rotura	2,858
Metro lineal de estribo desde la junta de rotura	2,150
Metro lineal de pila y dos semi-bóvedas	4,486
Semi-tímpano de pila	0,340
Semi-tímpano de estribo	0,513
Una aleta	3,729
Un metro lineal de imposta	0,125



MODELOS DE PONTONES

Ponton Modelo n.º 1

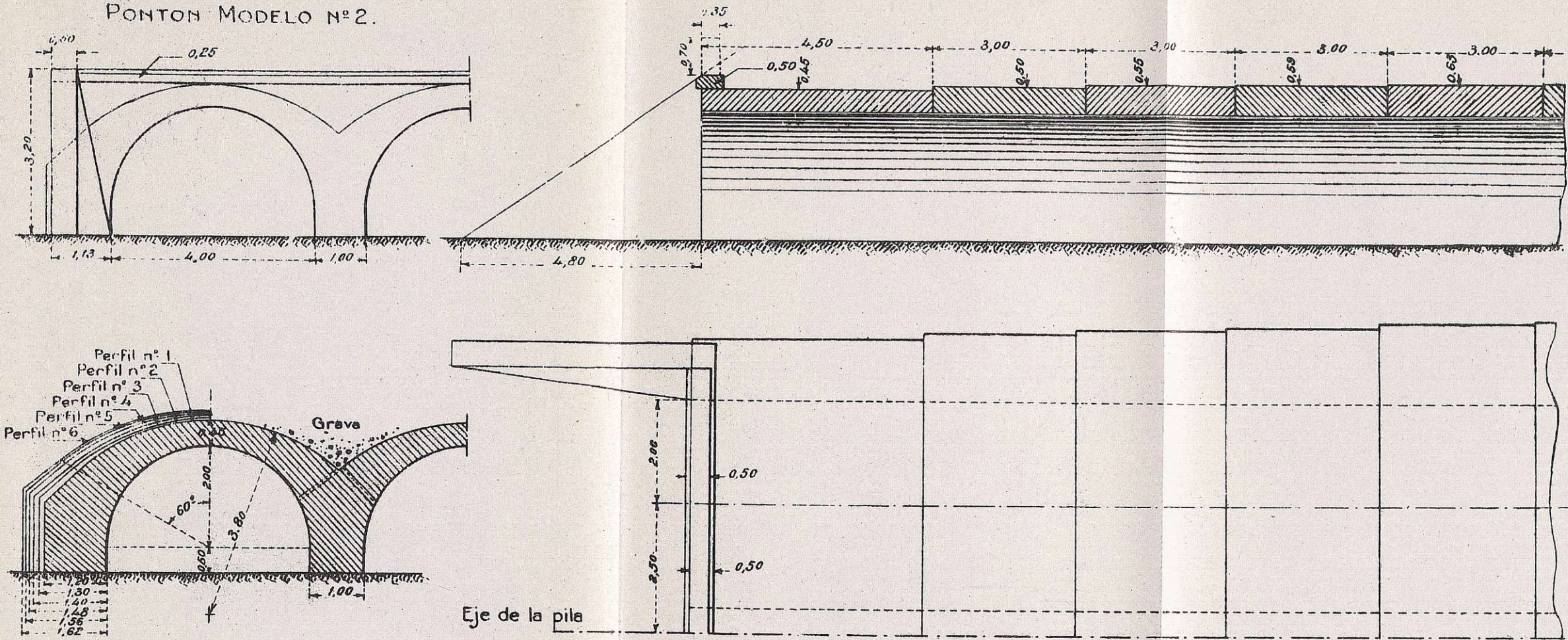


CONSTRUCCIÓN

Modelo n.º 1

Un metro lineal de pontón
Un metro lineal de pontón
Un metro lineal de pontón
Un metro lineal de pontón
Un metro lineal de pontón
Un metro lineal de pontón
Un metro lineal de pontón
Un metro lineal de pontón
Un metro lineal de pontón
Un metro lineal de pontón

PONTON MODELO Nº2.

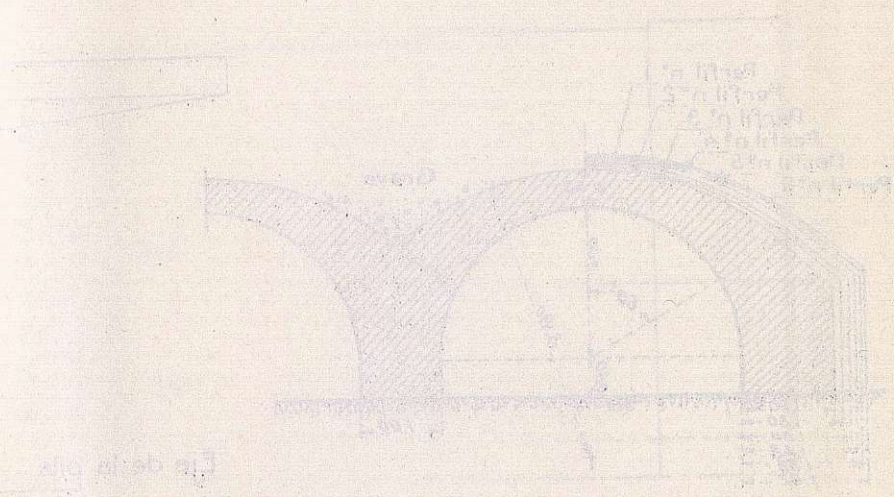
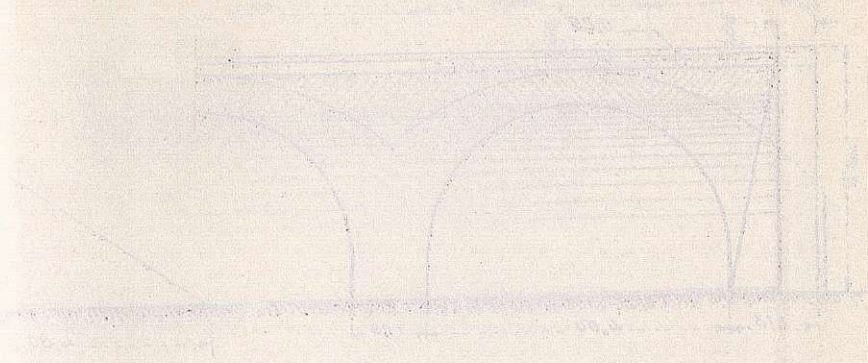


CUBICACIÓN

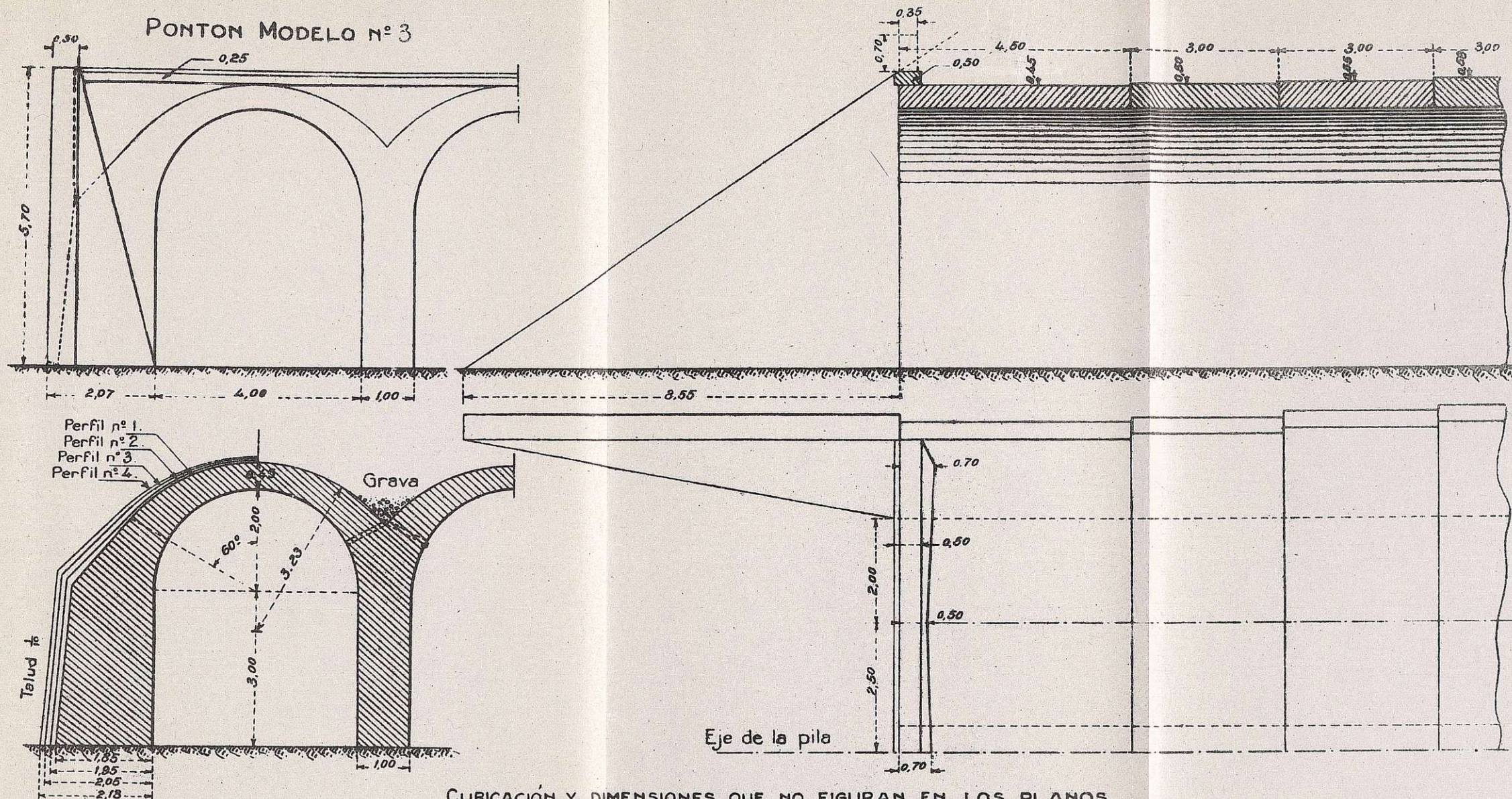
Modelo nº 2.	Perfiles					
	Nº1 m³	Nº2 m³	Nº3 m³	Nº4 m³	Nº5 m³	Nº6 m³
Metro lineal de bóveda entre juntas de rotura	3,132	3,323	3,544	4,098	4,414	4,596
Metro lineal de estribo desde la junta de rotura	2,106	2,369	2,611	2,780	2,983	3,123
Metro lineal de pila y dos semi-bóvedas	5,188	5,200	5,400	5,650	5,950	6,110
Semi-tímpano de pila	0,399					
Semi-tímpano de estribo	0,809					
Una aleta	5,453					
Un metro lineal de imposta	0,125					

MODELLOS DE PONTONES

PONTON MODELO N.º 2.



MOD.	Medidas			
	Longitud	Anchura	Altura	Superficie
1	10.00	4.00	2.00	80.00
2	10.00	4.00	2.00	80.00
3	10.00	4.00	2.00	80.00
4	10.00	4.00	2.00	80.00
5	10.00	4.00	2.00	80.00
6	10.00	4.00	2.00	80.00
7	10.00	4.00	2.00	80.00
8	10.00	4.00	2.00	80.00
9	10.00	4.00	2.00	80.00
10	10.00	4.00	2.00	80.00

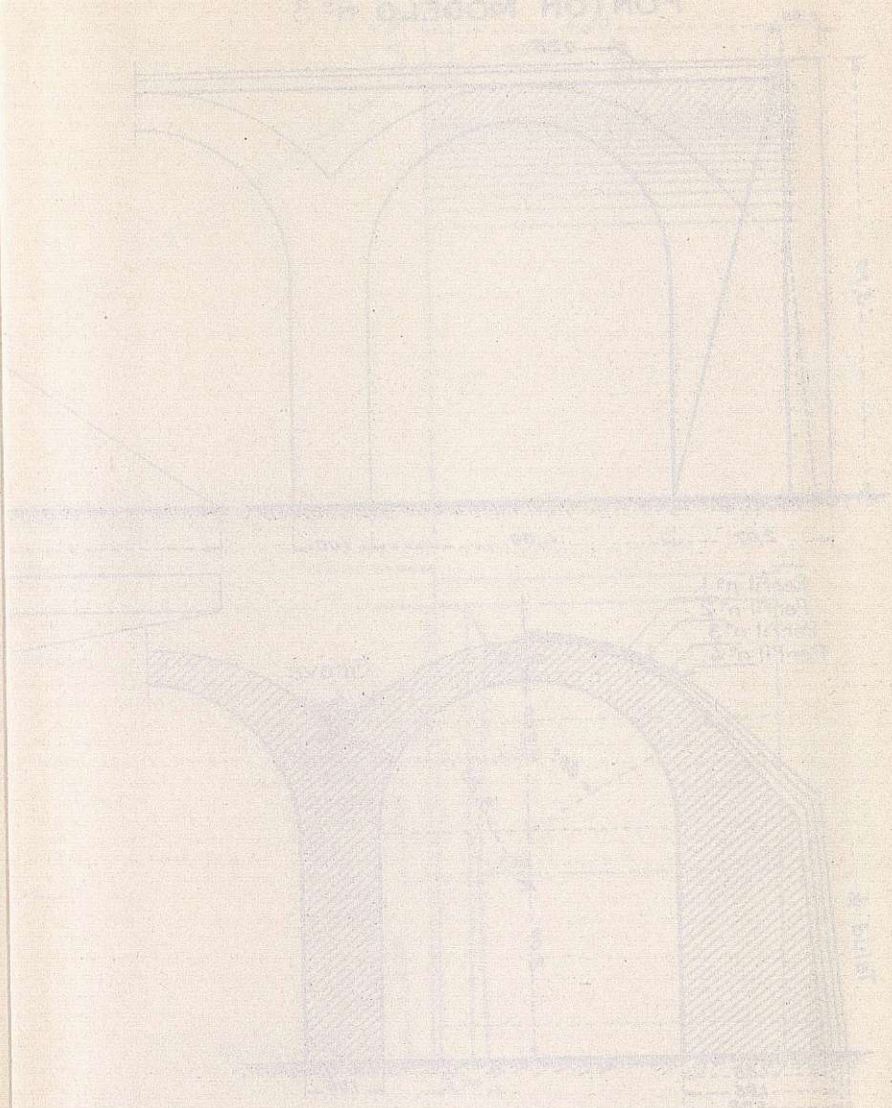


CUBICACIÓN Y DIMENSIONES QUE NO FIGURAN EN LOS PLANOS

Modelo n° 3	Perfiles			
	N° 1 m³	N° 2 m³	N° 3 m³	N° 4 m³
Metro lineal de bóveda entre juntas de rotura	2,707	3,052	3,386	3,671
Metro lineal de estribo desde la junta de rotura	6,624	7,127	7,590	7,986
Metro lineal de pila y dos semi-bóvedas	7,209	7,566	7,894	8,161
Semi-timpano de pila	0,596			
Semi-timpano de estribo	1,721			
Una aleta	24,936			
Un metro lineal de imposta	0,125			
Espesor de bóveda en junta de rotura	0,79	0,88	0,96	1,03
Espesor de estribo en arranques	1,55	1,65	1,75	1,83

MODELOS DE PONTONES

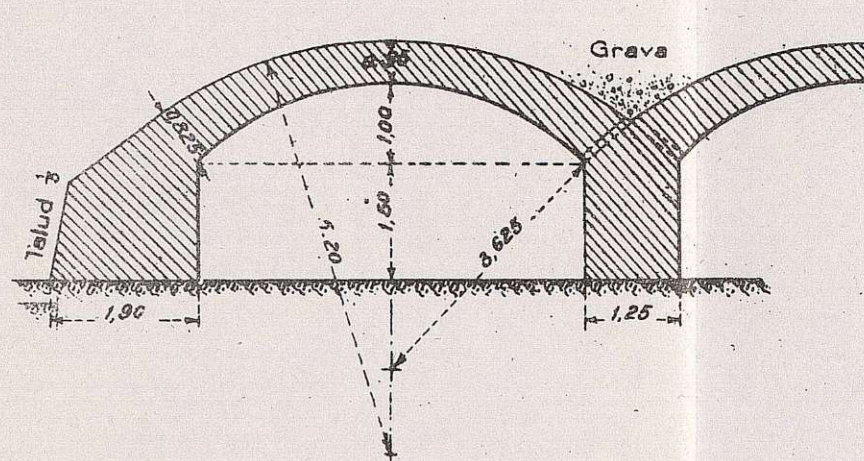
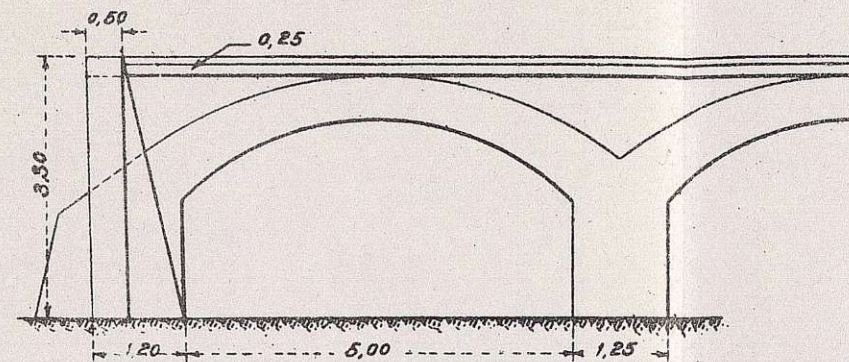
Ponton Modelo n.º 3



COMPARACION DE LOS PONTONES EN LOS PLANOS

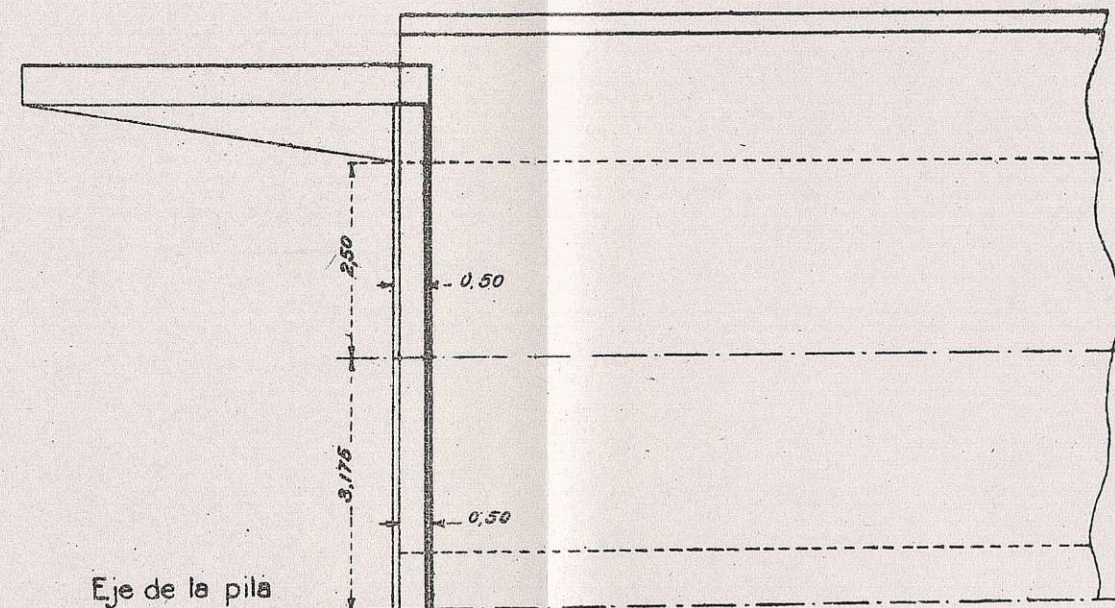
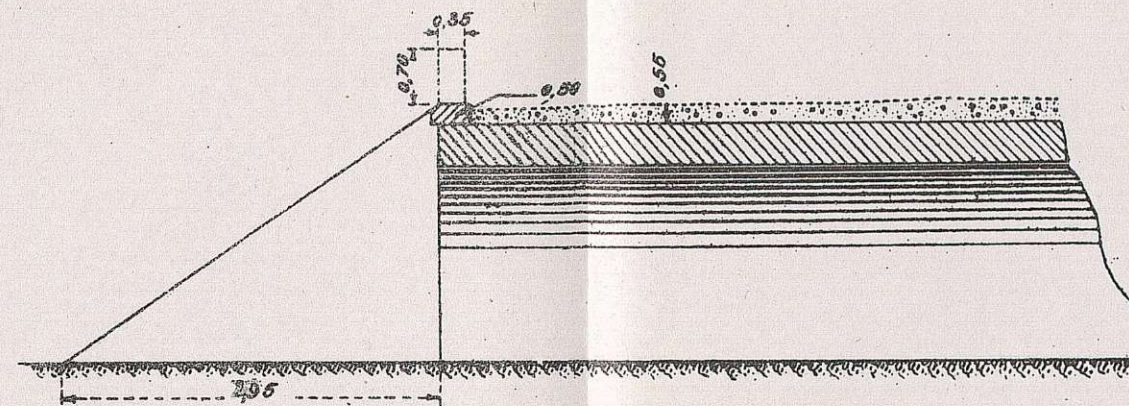
PONTON		PONTON		PONTON	
Modelo	Superficie	Modelo	Superficie	Modelo	Superficie
1	1000	2	1200	3	1500
4	1800	5	2000	6	2200
7	2500	8	2800	9	3000
10	3200	11	3500	12	3800
13	4000	14	4200	15	4500
16	4800	17	5000	18	5200
19	5500	20	5800	21	6000
22	6200	23	6500	24	6800
25	7000	26	7200	27	7500
28	7800	29	8000	30	8200
31	8500	32	8800	33	9000
34	9200	35	9500	36	9800
37	10000	38	10200	39	10500
40	10800	41	11000	42	11200
43	11500	44	11800	45	12000
46	12200	47	12500	48	12800
49	13000	50	13200	51	13500
52	13800	53	14000	54	14200
55	14500	56	14800	57	15000
58	15200	59	15500	60	15800
61	16000	62	16200	63	16500
64	16800	65	17000	66	17200
67	17500	68	17800	69	18000
70	18200	71	18500	72	18800
73	19000	74	19200	75	19500
76	19800	77	20000	78	20200
79	20500	80	20800	81	21000
82	21200	83	21500	84	21800
85	22000	86	22200	87	22500
88	22800	89	23000	90	23200
91	23500	92	23800	93	24000
94	24200	95	24500	96	24800
97	25000	98	25200	99	25500
100	25800	101	26000	102	26200
103	26500	104	26800	105	27000
106	27200	107	27500	108	27800
109	28000	110	28200	111	28500
112	28800	113	29000	114	29200
115	29500	116	29800	117	30000
118	30200	119	30500	120	30800
121	31000	122	31200	123	31500
124	31800	125	32000	126	32200
127	32500	128	32800	129	33000
130	33200	131	33500	132	33800
133	34000	134	34200	135	34500
136	34800	137	35000	138	35200
139	35500	140	35800	141	36000
142	36200	143	36500	144	36800
145	37000	146	37200	147	37500
148	37800	149	38000	150	38200
151	38500	152	38800	153	39000
154	39200	155	39500	156	39800
157	40000	158	40200	159	40500
160	40800	161	41000	162	41200
163	41500	164	41800	165	42000
166	42200	167	42500	168	42800
169	43000	170	43200	171	43500
172	43800	173	44000	174	44200
175	44500	176	44800	177	45000
178	45200	179	45500	180	45800
181	46000	182	46200	183	46500
184	46800	185	47000	186	47200
187	47500	188	47800	189	48000
190	48200	191	48500	192	48800
193	49000	194	49200	195	49500
196	49800	197	50000	198	50200
199	50500	200	50800	201	51000
202	51200	203	51500	204	51800
205	52000	206	52200	207	52500
208	52800	209	53000	210	53200
211	53500	212	53800	213	54000
214	54200	215	54500	216	54800
217	55000	218	55200	219	55500
220	55800	221	56000	222	56200
223	56500	224	56800	225	57000
226	57200	227	57500	228	57800
229	58000	230	58200	231	58500
232	58800	233	59000	234	59200
235	59500	236	59800	237	60000
238	60200	239	60500	240	60800
241	61000	242	61200	243	61500
244	61800	245	62000	246	62200
247	62500	248	62800	249	63000
250	63200	251	63500	252	63800
253	64000	254	64200	255	64500
256	64800	257	65000	258	65200
259	65500	260	65800	261	66000
262	66200	263	66500	264	66800
265	67000	266	67200	267	67500
268	67800	269	68000	270	68200
271	68500	272	68800	273	69000
274	69200	275	69500	276	69800
277	70000	278	70200	279	70500
280	70800	281	71000	282	71200
283	71500	284	71800	285	72000
286	72200	287	72500	288	72800
289	73000	290	73200	291	73500
292	73800	293	74000	294	74200
295	74500	296	74800	297	75000
298	75200	299	75500	300	75800
301	76000	302	76200	303	76500
304	76800	305	77000	306	77200
307	77500	308	77800	309	78000
310	78200	311	78500	312	78800
313	79000	314	79200	315	79500
316	79800	317	80000	318	80200
319	80500	320	80800	321	81000
322	81200	323	81500	324	81800
325	82000	326	82200	327	82500
328	82800	329	83000	330	83200
331	83500	332	83800	333	84000
334	84200	335	84500	336	84800
337	85000	338	85200	339	85500
340	85800	341	86000	342	86200
343	86500	344	86800	345	87000
346	87200	347	87500	348	87800
349	88000	350	88200	351	88500
352	88800	353	89000	354	89200
355	89500	356	89800	357	90000
358	90200	359	90500	360	90800
361	91000	362	91200	363	91500
364	91800	365	92000	366	92200
367	92500	368	92800	369	93000
370	93200	371	93500	372	93800
373	94000	374	94200	375	94500
376	94800	377	95000	378	95200
379	95500	380	95800	381	96000
382	96200	383	96500	384	96800
385	97000	386	97200	387	97500
388	97800	389	98000	390	98200
391	98500	392	98800	393	99000
394	99200	395	99500	396	99800
397	100000	398	100200	399	100500
400	100800	401	101000	402	101200
403	101500	404	101800	405	102000
406	102200	407	102500	408	102800
409	103000	410	103200	411	103500
412	103800	413	104000	414	104200
415	104500	416	104800	417	105000
418	105200	419	105500	420	105800
421	106000	422	106200	423	106500
424	106800	425	107000	426	107200
427	107500	428	107800	429	108000
430	108200	431	108500	432	108800
433	109000	434	109200	435	109500
436	109800	437	110000	438	110200
439	110500	440	110800	441	111000
442	111200	443	111500	444	111800
445	112000	446	112200	447	112500
448	112800	449	113000	450	113200
451	113500	452	113800	453	114000
454	114200	455	114500	456	114800
457	115000	458	115200	459	115500
460	115800	461	116000	462	116200
463	116500	464	116800	465	117000
466	117200	467	117500	468	117800
469	118000	470	118200	471	118500
472	118800	473	119000	474	119200
475	119500	476	119800	477	120000
478	120200	479	120500	480	120800
481	121000	482	121200	483	121500
484	121800	485	122000	486	122200
487	122500	488	122800	489	123000
490	123200	491	123500	492	123800
493	124000	494	124200	495	124500
496	124800	497	125000	498	125200
499	125500	500	125800	501	126000
502	126200	503	126500	504	126800
505	127000	506	127200	507	127500
508	127800	509	128000	510	128200
511	128500	512	128800	513	129000
514	129200	515	129500	516	129800
517	130000	518	130200	519	130500
520	130800	521	131000	522	131200
523	131500	524	131800	525	132000
526	132200	527	132500	528	132800
529	133000	530	133200	531	133500
532	133800	533	134000	534	134200
535	134500	536	134800	537	135000
538	135200	539	135500	540	135800
541	136000	542	136200	543	136500
544	136800	545	137000	546	137200
547	137500	548	137800	549	138000
550	138200	551	138500	552	138800
553	139000	554	139200	555	139500
556	139800	557	140000	558	140200
559	140500	560	140800	561	141000
562	141200	563	141500	564	141800
565	142000	566	142200	567	142500
568	142800	569	143000	570	143200
571	143500	572	143800	573	144000
574	144200	575	144500	576	144800
577	145000	578	145200	579	145500
580	145800	581	146000	582	146200
583	146500	584	146800	585	147000
586	147200	587	147500	588	147800
589	148000	590	148200	591	148500
592	148800	593	149000	594	149200
595	149500	596	149800		

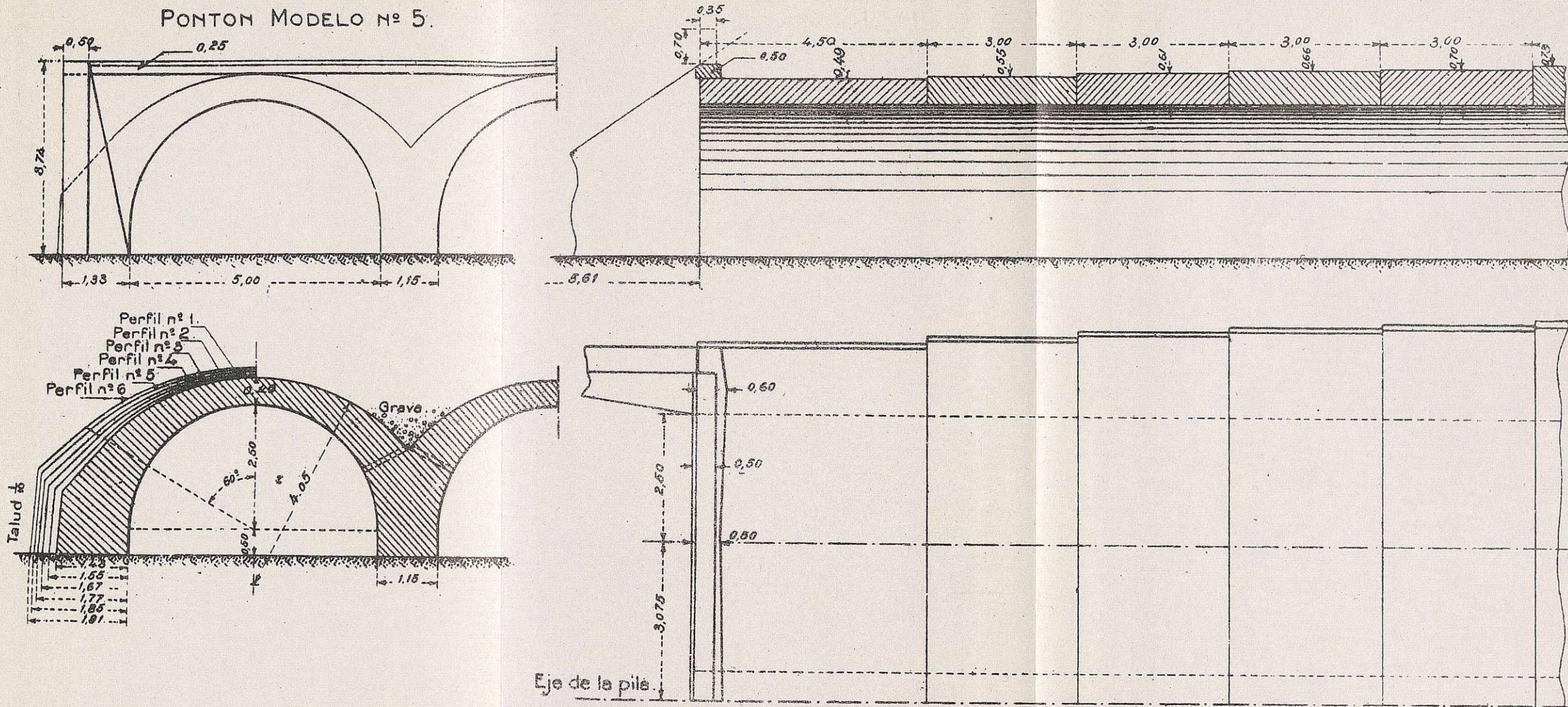
PONTON MODELO N° 4.



CUBICACIÓN

Modelo n° 4.	m³
Metro lineal de bóveda entre juntas de rotura	3,964
Metro lineal de estribo desde la junta de rotura	3,068
Metro lineal de pila y dos semi-bovedas	6,074
Semi-timpano de pila	0,518
Semi-timpano de estribo	0,743
Una aleta	5,235
Un metro lineal de imposta	0,125



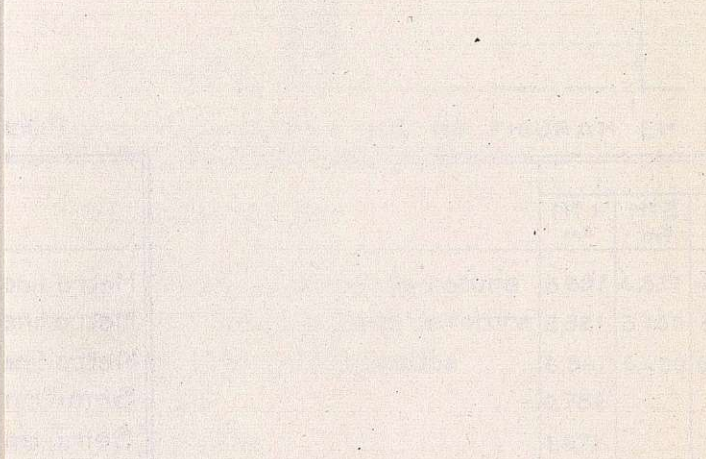
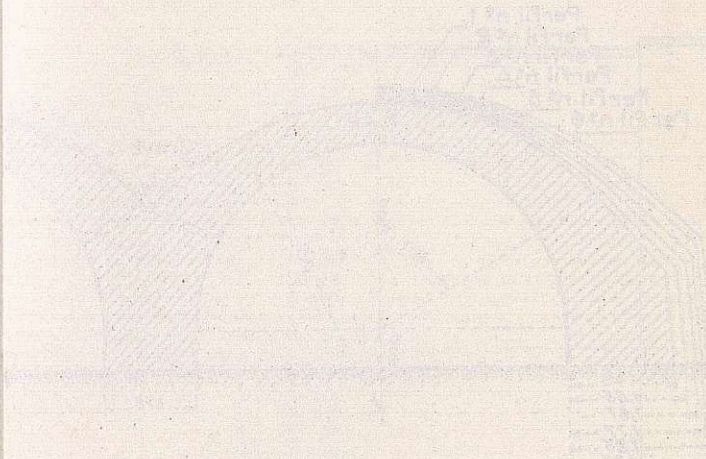
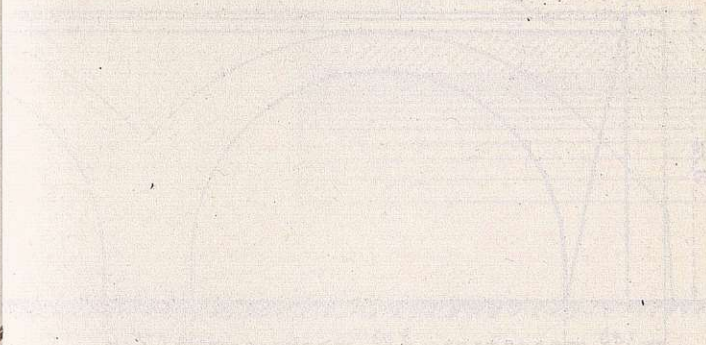


CUBICACIÓN Y DIMENSIONES QUE NO FIGURAN EN LOS PLANOS.

Modelo nº 5.	Perfiles					
	Nº 1 m³	Nº 2 m³	Nº 3 m³	Nº 4 m³	Nº 5 m³	Nº 6 m³
Metro lineal de bóveda entre juntas de rotura	3,697	4,327	4,634	5,253	5,681	5,693
Metro lineal de estribo desde la junta de rotura	2,821	3,153	3,459	3,718	4,081	4,241
Metro lineal de pila y dos semi-bóvedas	6,367	6,450	6,600	6,880	7,190	7,380
Semi-timpano de pila	0,786					
Semi-timpano de estribo	1,671					
Una aleta	8,148					
Un metro lineal de imposta	0,125					
Espesor de bóveda en junta de rotura	0,88	1,00	1,10	1,19	1,36	1,41
Espesor de estribo en arranques	1,38	1,50	1,62	1,72	1,80	1,86

MODELOS DE PONTONES

PONTON MODELO N.º 3

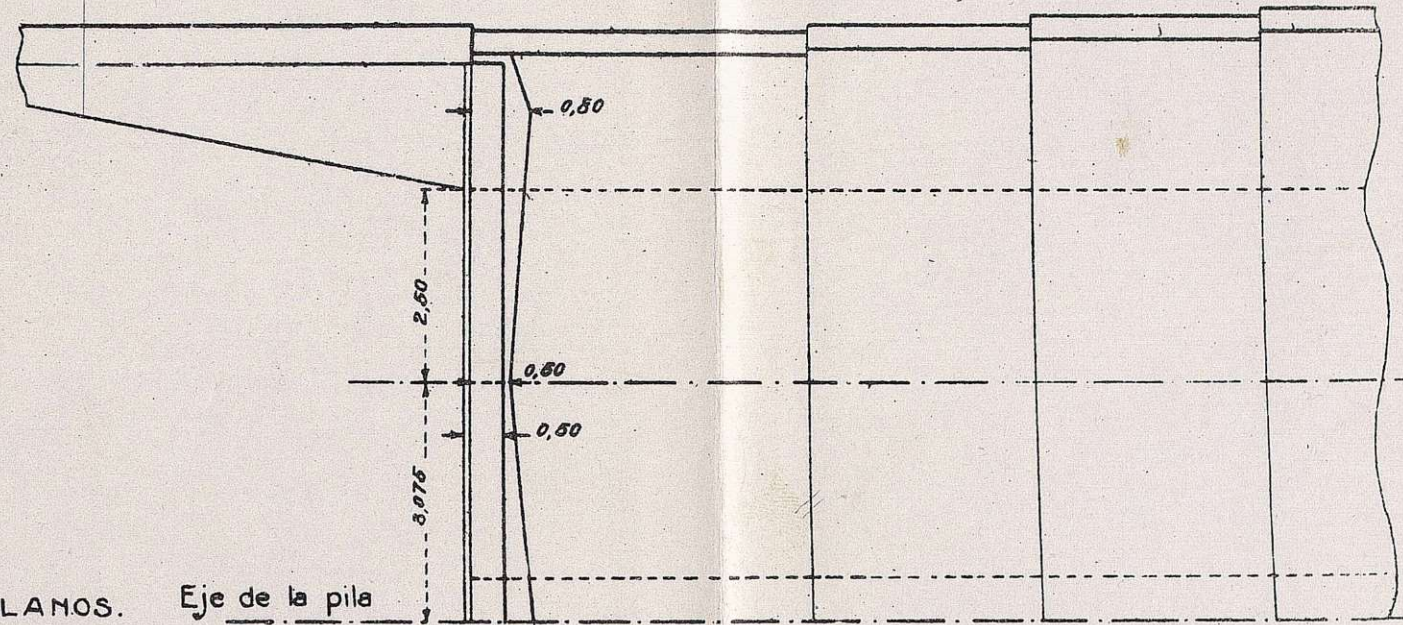
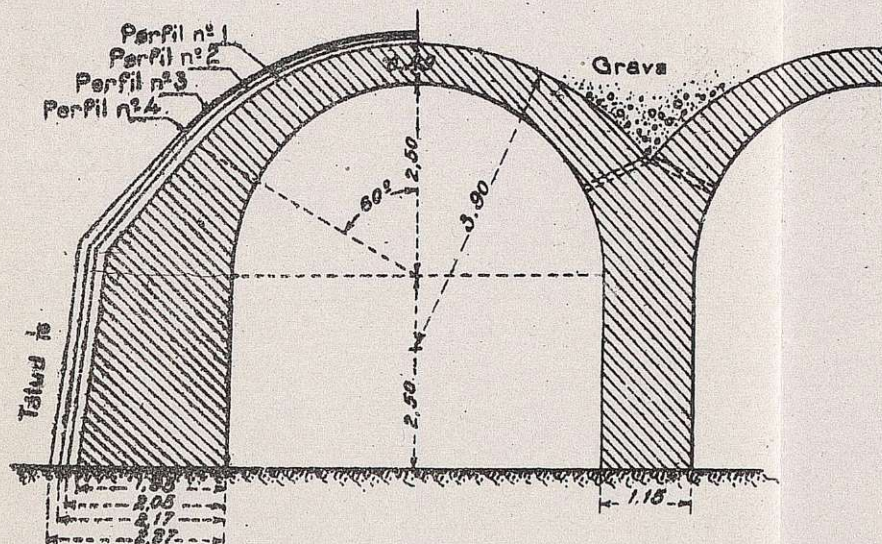
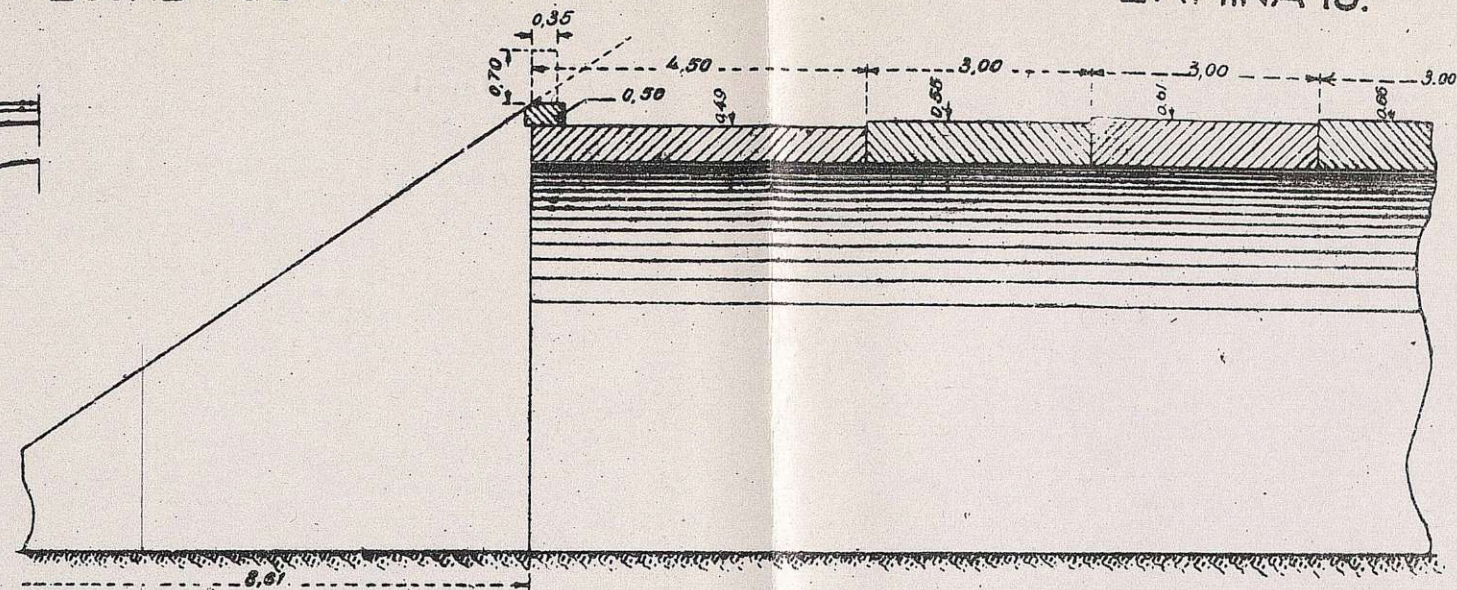
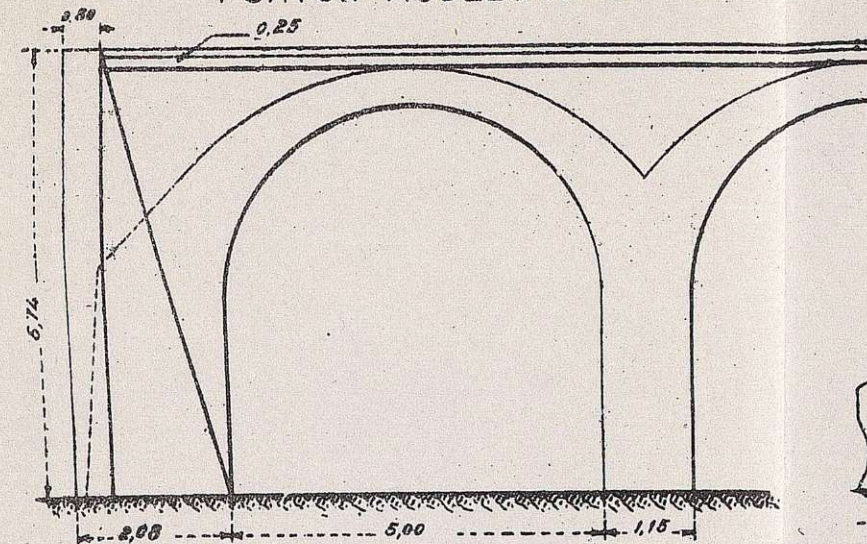


MODELOS DE PONTONES

ESCALA DE 1:100

LÁMINA 13.

PONTON MODELO Nº 6



CUBICACIÓN Y DIMENSIONES QUE NO. FIGURAN EN LOS PLANOS.

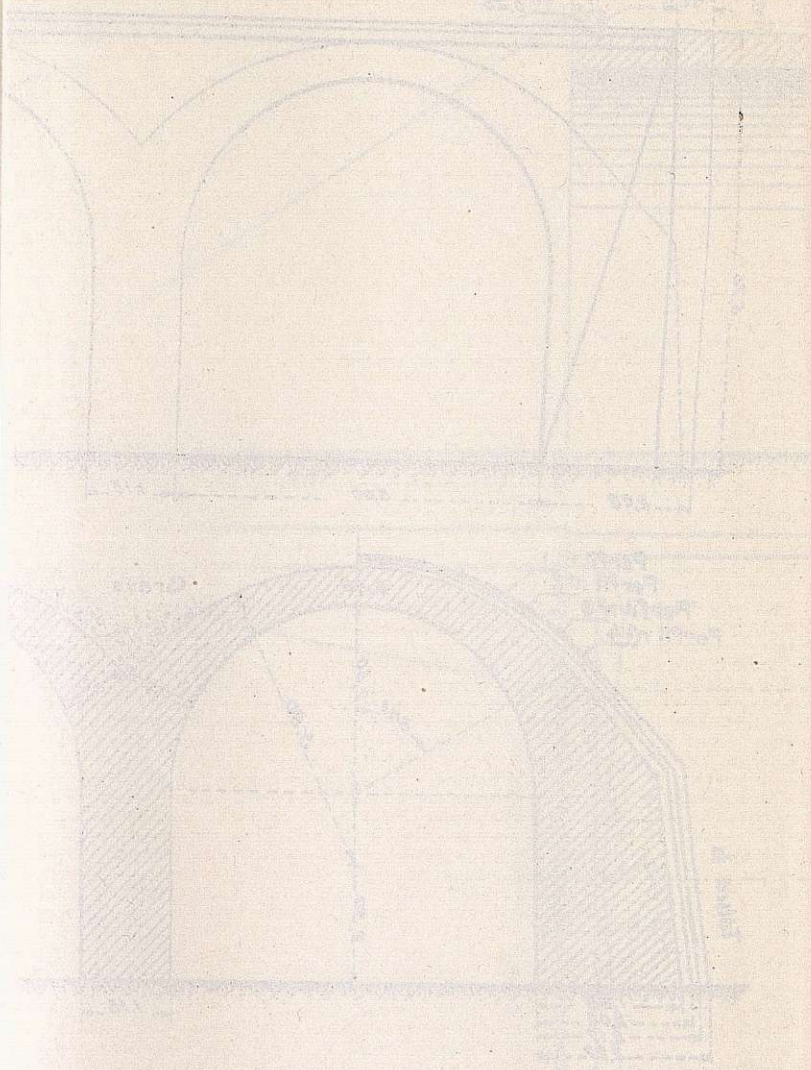
Modelo nº 6	Perfiles			
	Nº 1	Nº 2	Nº 3	Nº 4.
Metro lineal de bóveda entre juntas de rotura	3,697	4,327	4,634	5,253
Metro lineal de estribo desde la junta de rotura	6,587	7,175	7,729	8,224
Metro lineal de pila y dos semi-bovedas	8,667	10,400	12,300	14,100
Semi-tiempo de pila	1,012			
Semi-tiempo de estribo	2,664			
Una aleta	25,370			
Un metro lineal de imposta	0,125			
Espesor de bóveda en junta de rotura	0,88	1,00	1,10	1,19
Espesor de estribo en arranques	1,68	1,80	1,92	2,02

Eje de la pila

2,108
0,150
2,258
31

MODELOS DE PONTONES

PONTON MODELO N.º 6



QUERASION DIMENSIONES QUE NO FIGURAN EN

Modelo n.º 6	
1	Un metro lineal de ancho en la parte superior
2	Un metro lineal de ancho en la parte inferior
3	Un metro lineal de ancho en la parte superior
4	Un metro lineal de ancho en la parte inferior
5	Un metro lineal de ancho en la parte superior
6	Un metro lineal de ancho en la parte inferior
7	Un metro lineal de ancho en la parte superior
8	Un metro lineal de ancho en la parte inferior
9	Un metro lineal de ancho en la parte superior
10	Un metro lineal de ancho en la parte inferior
11	Un metro lineal de ancho en la parte superior
12	Un metro lineal de ancho en la parte inferior
13	Un metro lineal de ancho en la parte superior
14	Un metro lineal de ancho en la parte inferior
15	Un metro lineal de ancho en la parte superior
16	Un metro lineal de ancho en la parte inferior
17	Un metro lineal de ancho en la parte superior
18	Un metro lineal de ancho en la parte inferior
19	Un metro lineal de ancho en la parte superior
20	Un metro lineal de ancho en la parte inferior



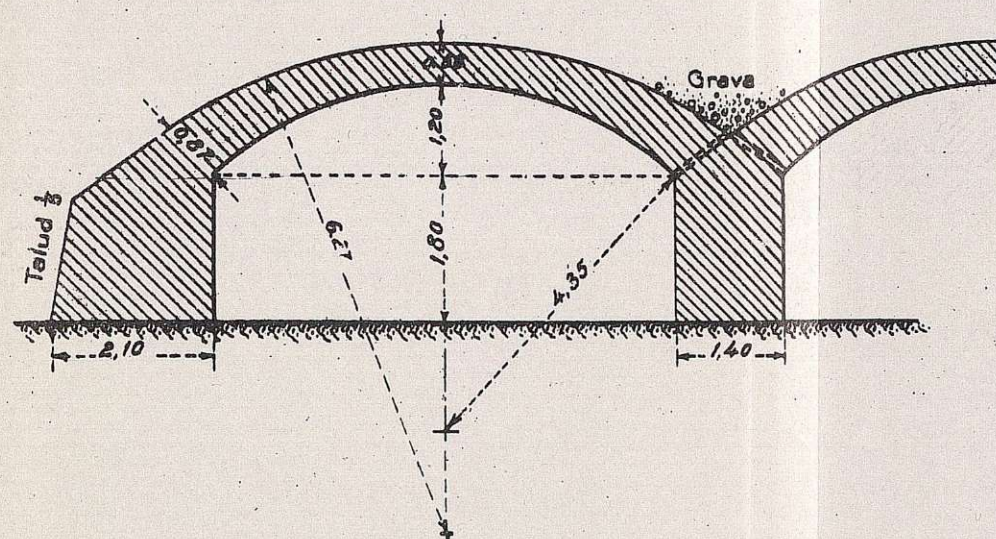
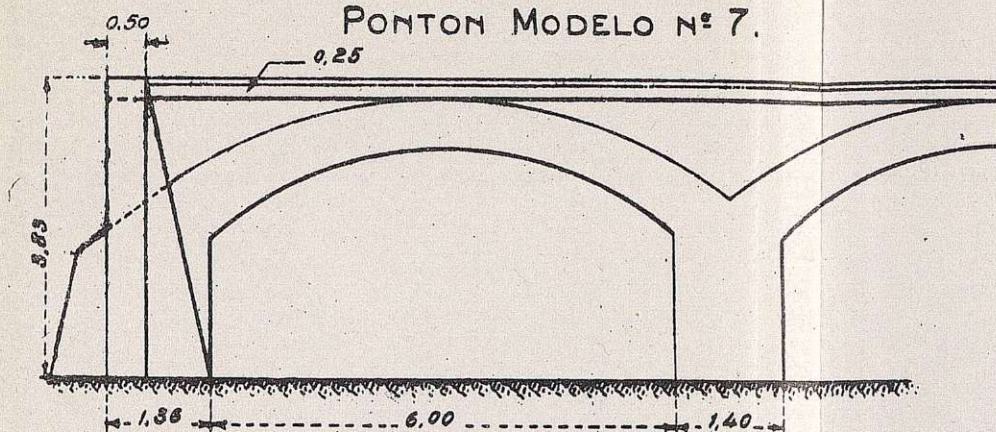
FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

MODELOS DE PONTONES

ESCALA DE 1:100

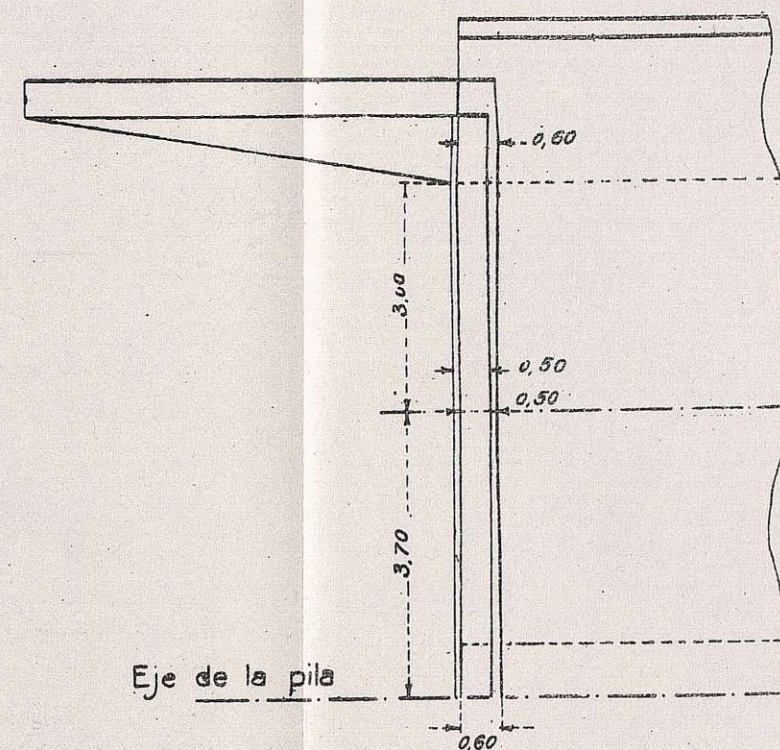
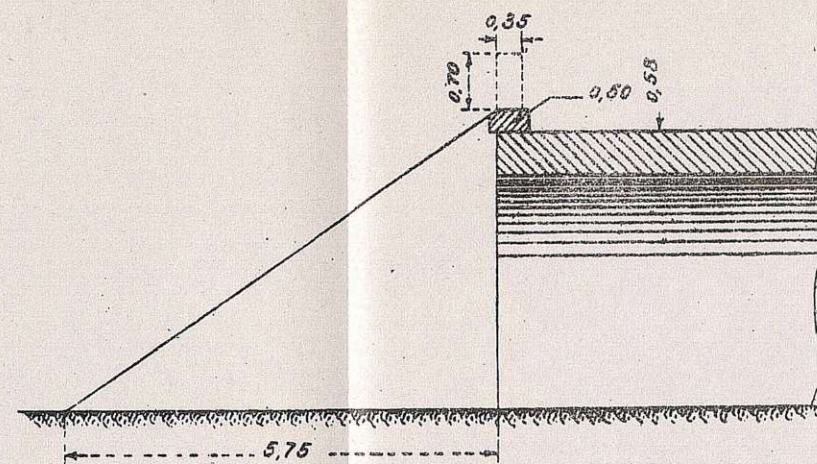
LAMINA 14

PONTON MODELO Nº 7.



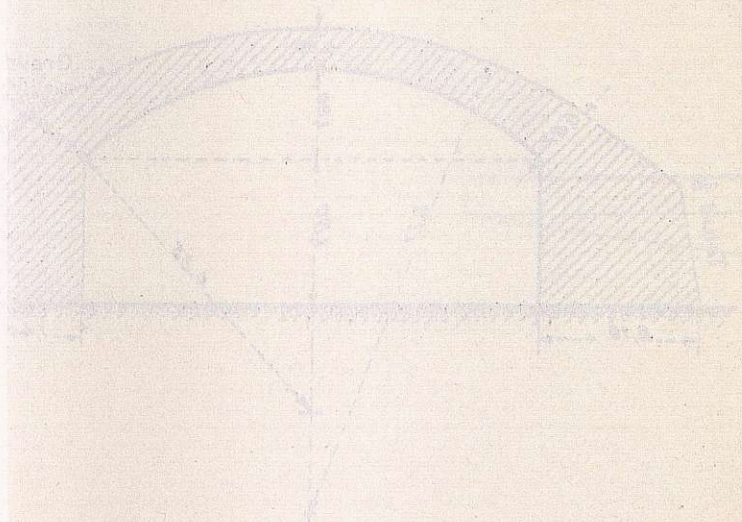
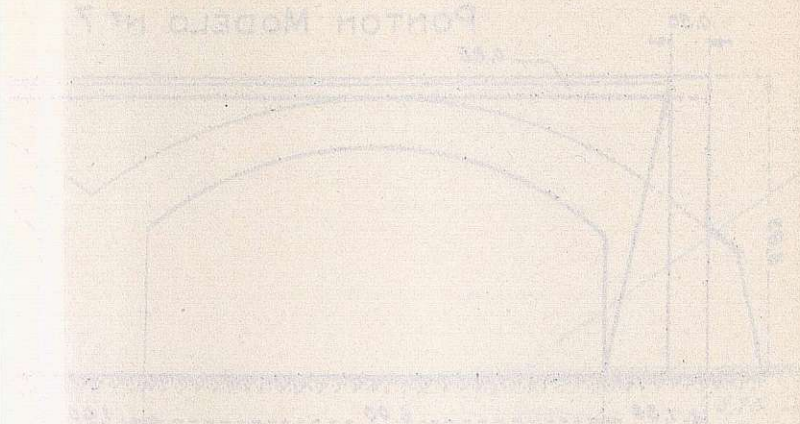
CUBICACIÓN

Modelo nº 7.	m³
Metro lineal de bóveda entre juntas de rotura	4,839
Metro lineal de estribo desde la junta de rotura	4,596
Metro lineal de pila y dos semi-bovedas	7,686
Semi-tímpano de pila	0,815
Semi-tímpano de estribo	1,339
Una aleta	8,662
Un metro lineal de imposta	0,125



MODELLOS DE PONTONES

PONTON MODELO N.º 7

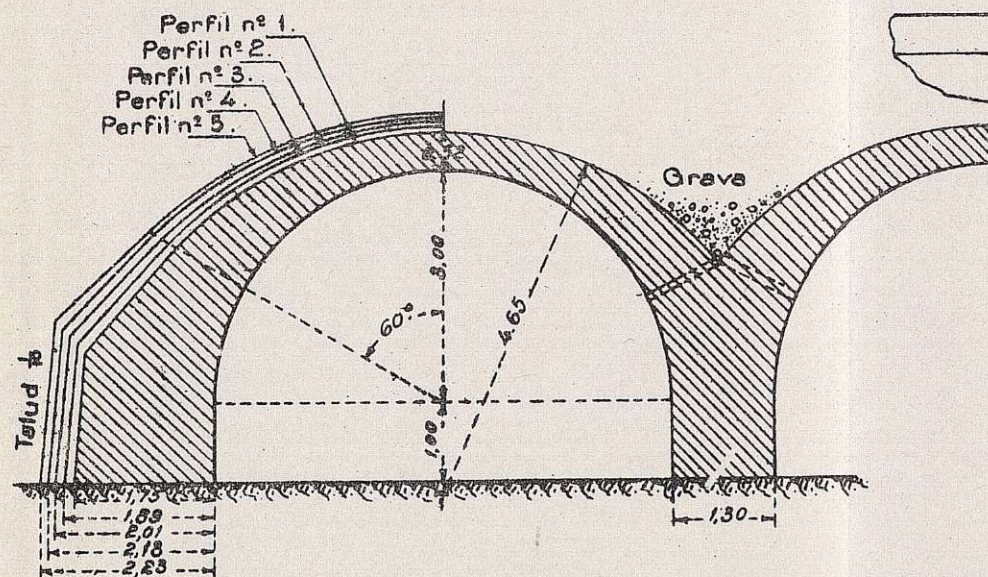
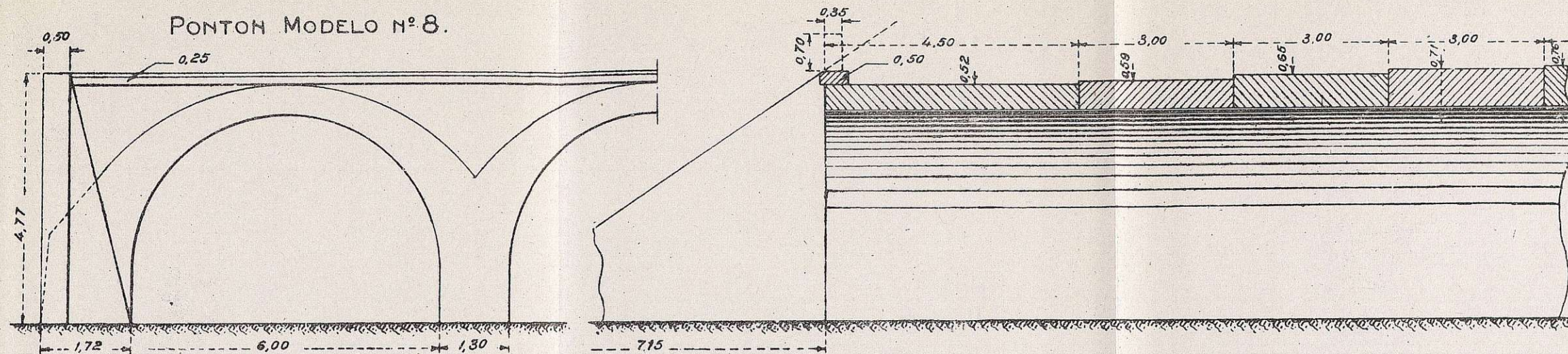


UBICACIÓN

Modelo n.º 7

Un metro lineal de imposta
 Una alca
 Sembrando de estiba
 Sembrando de estiba
 Metro lineal de pila y dos semi-povos
 Metro lineal de estiba desde la junta de ponton
 Metro lineal de paves entre juntas de ponton

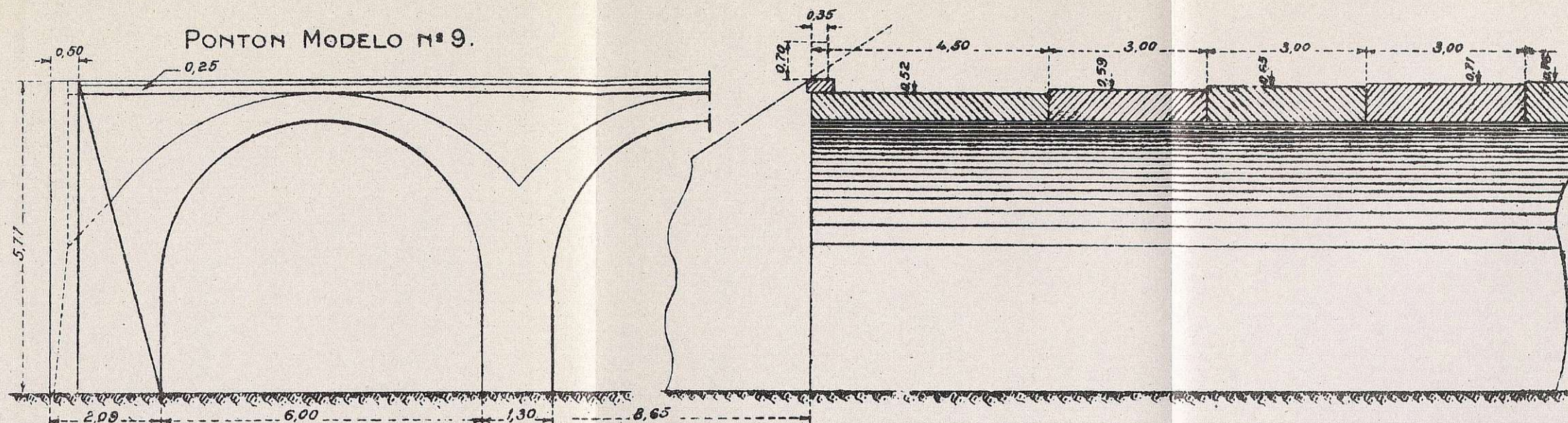
PONTON MODELO N° 8.



CUBICACIÓN Y
DIMENSIONES QUE NO FIGURAN EN LOS PLANOS Eje de la pila

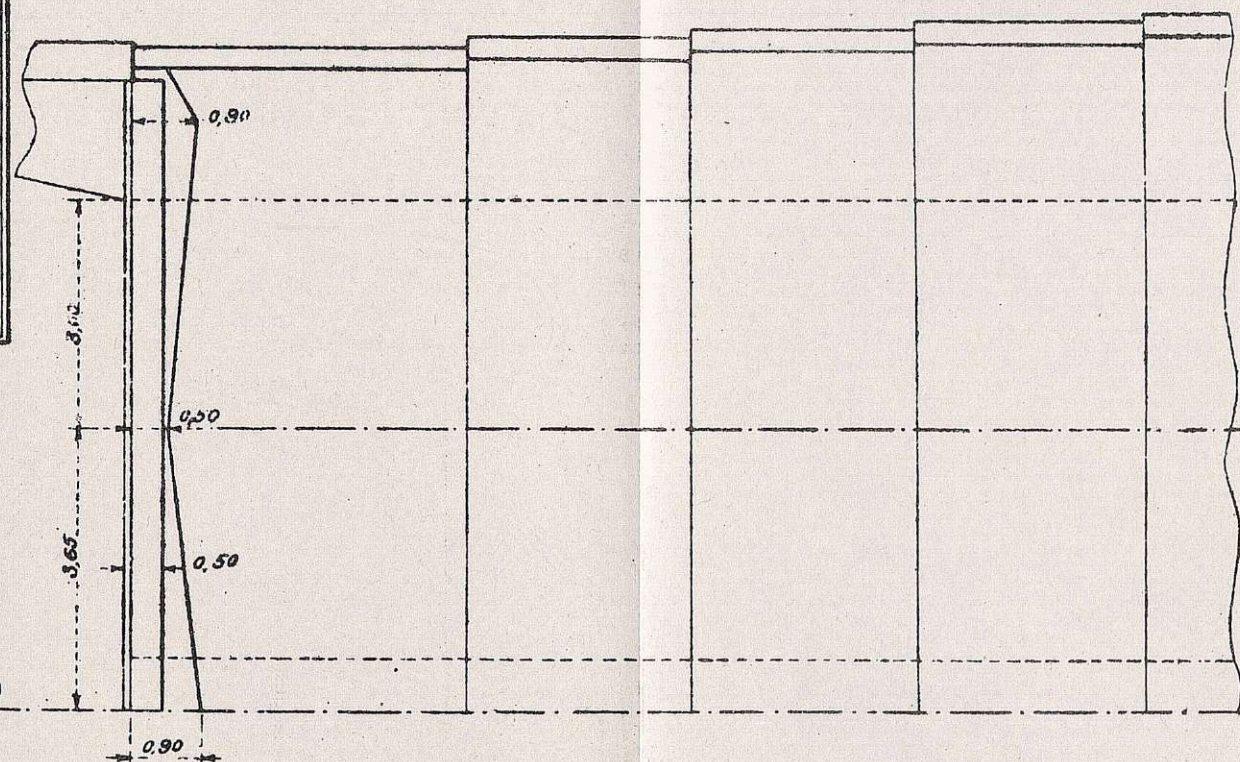
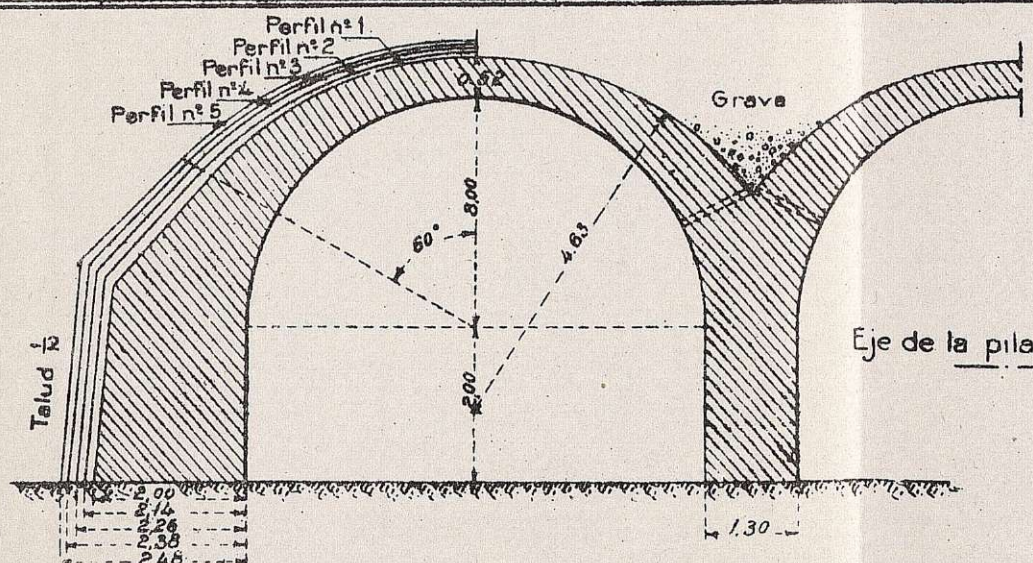
Modelo n° 8.	Perfiles				
	N° 1 m³	N° 2 m³	N° 3 m³	N° 4 m³	N° 5 m³
Metro lineal de bóveda entre juntas de rotura	4,671	5,379	5,989	6,640	7,222
Metro lineal de estribo desde la junta de rotura	4,297	4,802	5,240	5,688	6,070
Metro lineal de pila y dos semi-bóvedas	8,862	9,689	10,266	10,902	11,392
Semi-timpano de pila	1,528				
Semi-timpano de estribo	3,022				
Una aleta	15,461				
Un metro lineal de imposta	0,125				
Espesor de bóveda en junta de rotura	0,06	1,09	1,20	1,32	1,41

PONTON MODELO N.º 9.



CUBICACION Y DIMENSIONES QUE NO FIGURAN EN LOS PLANOS.

Modelo nº 9	Perfiles.				
	Nº 1 m³	Nº 2 m³	Nº 3 m³	Nº 4 m³	Nº 5 m³
Metro lineal de bóveda entre juntas de rotura	4,684	5,384	5,997	6,667	7,222
Metro lineal de estribo desde la junta de rotura	6,496	7,149	7,723	8,290	8,770
Metro lineal de pila y dos semi-bóvedas	8,354	10,948	11,574	12,214	12,706
Semi-timpano de pila	1,711				
Semi-timpano de estribo	3,739				
Una aleta	25,704				
Un metro lineal de imposta	0,125				
Espesor de bóveda en junta de rotura	0,96	1,09	1,20	1,32	1,41
Espesor de estribo en arranques	1,80	1,94	2,06	2,18	2,28

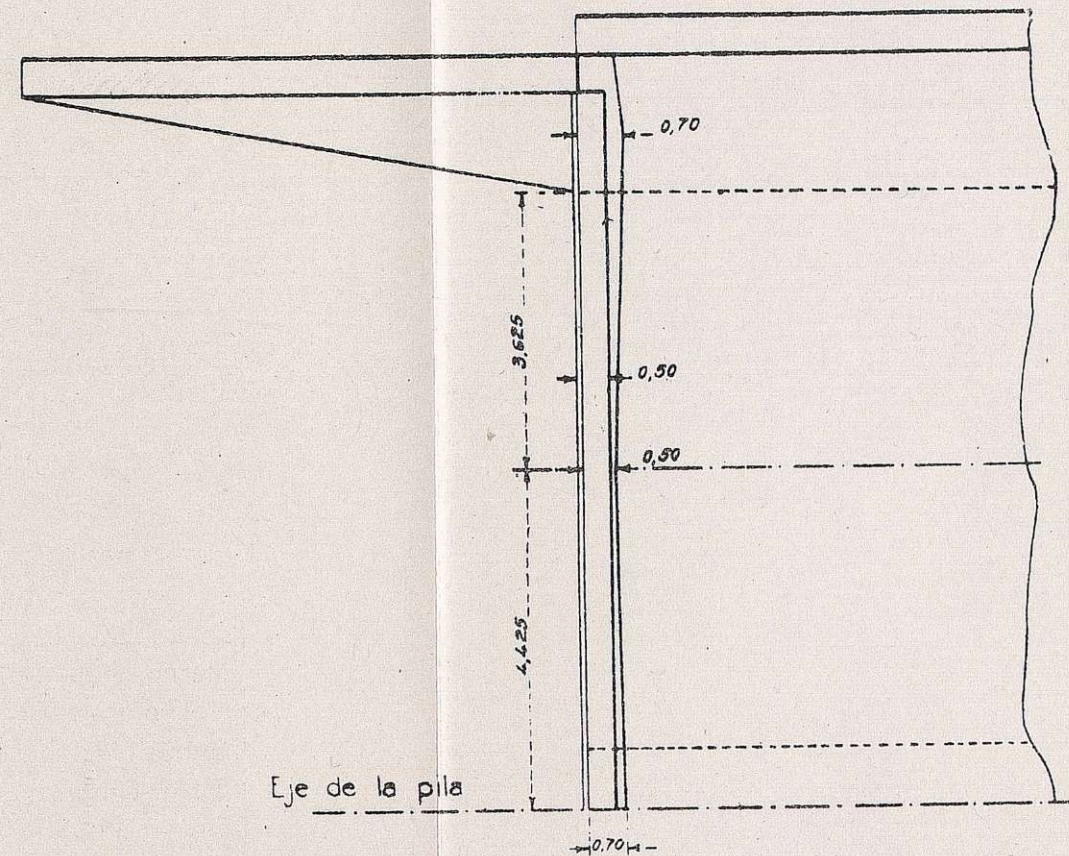
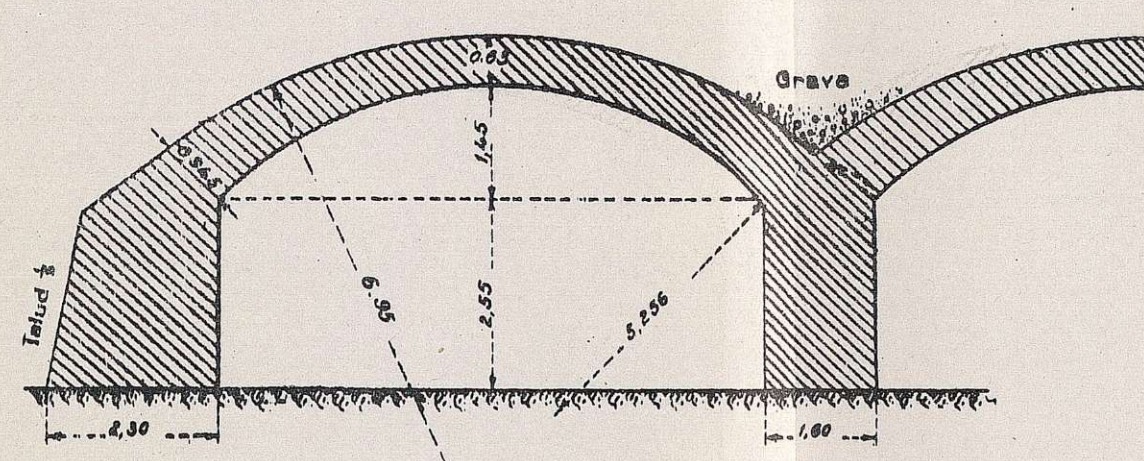
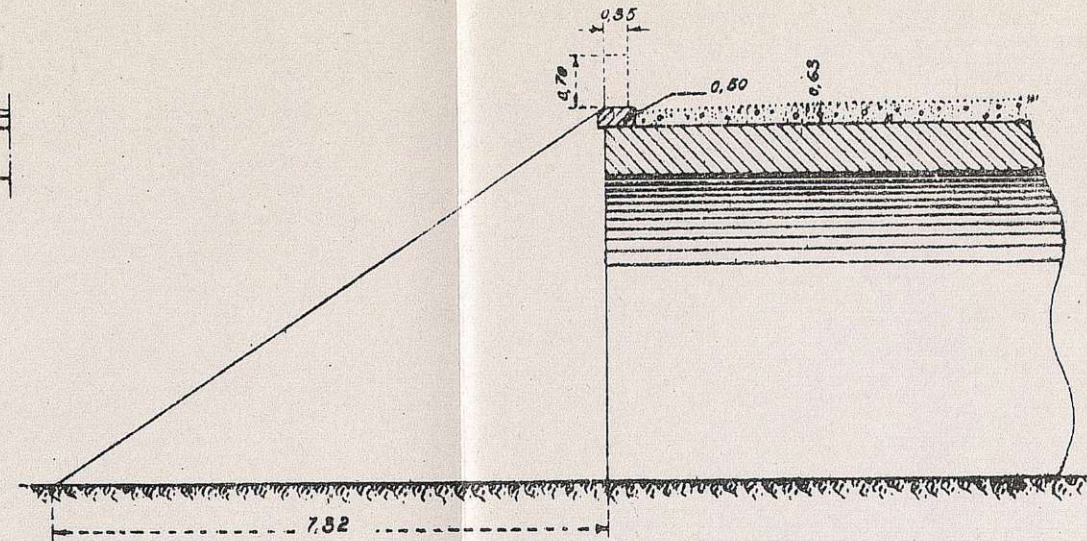
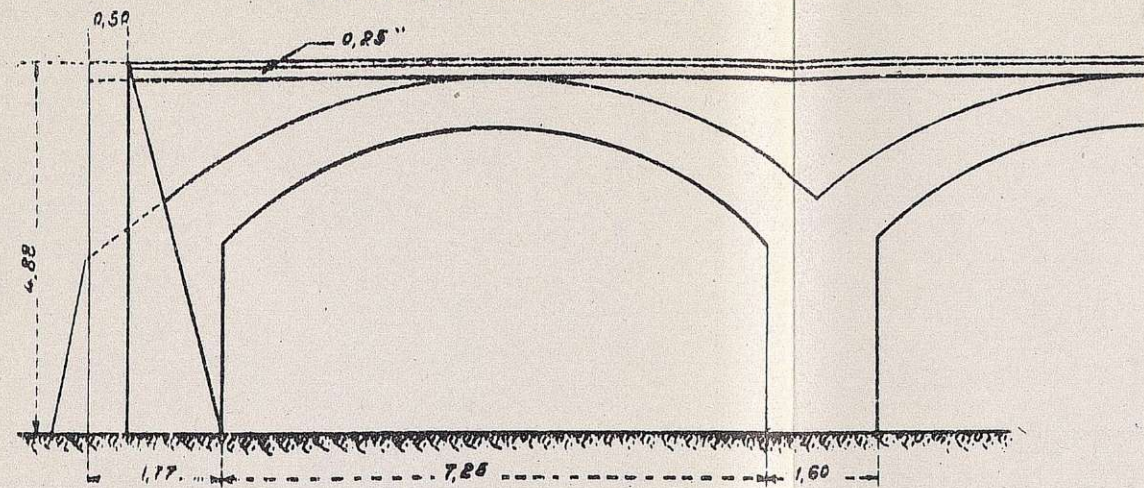


MODELOS DE PONTONES

ESCALA DE 1:100

LÁMINA 17.

PONTON MODELO N° 10.



CUBICACIÓN

Modelo n° 10	m³
Metro lineal de bóveda entre juntas de rotura	6,647
Metro lineal de estribo desde la junta de rotura	5,781
Metro lineal de pila y dos semi-bóvedas	11,333
Semi-tímpano de pila	1,282
Semi-tímpano de estribo	2,638
Una aleta	16,492
Un metro lineal de imposta	0,125

MODELOS DE PORTONES

Porton Model n.º 10

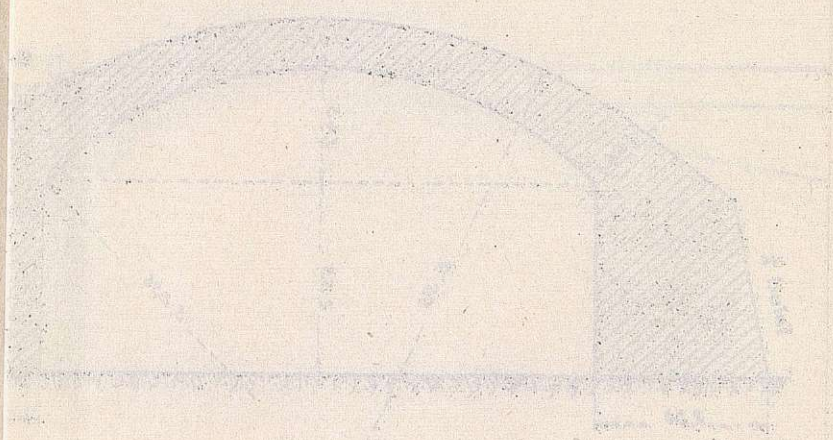
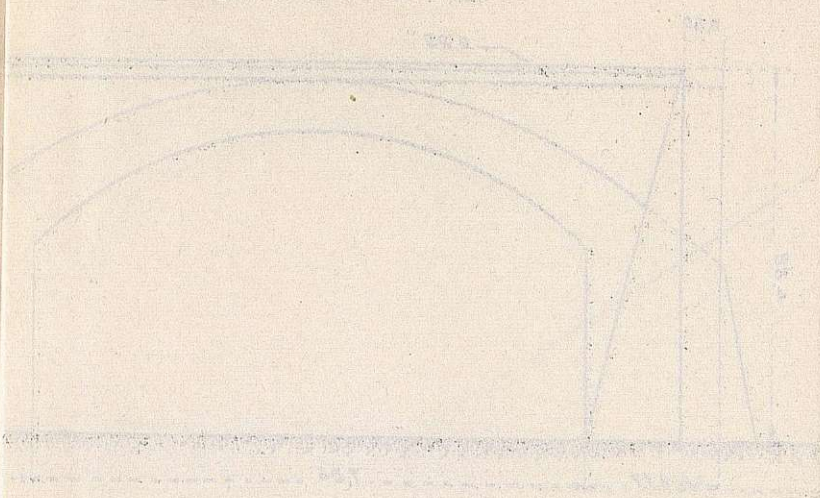


Figura 10

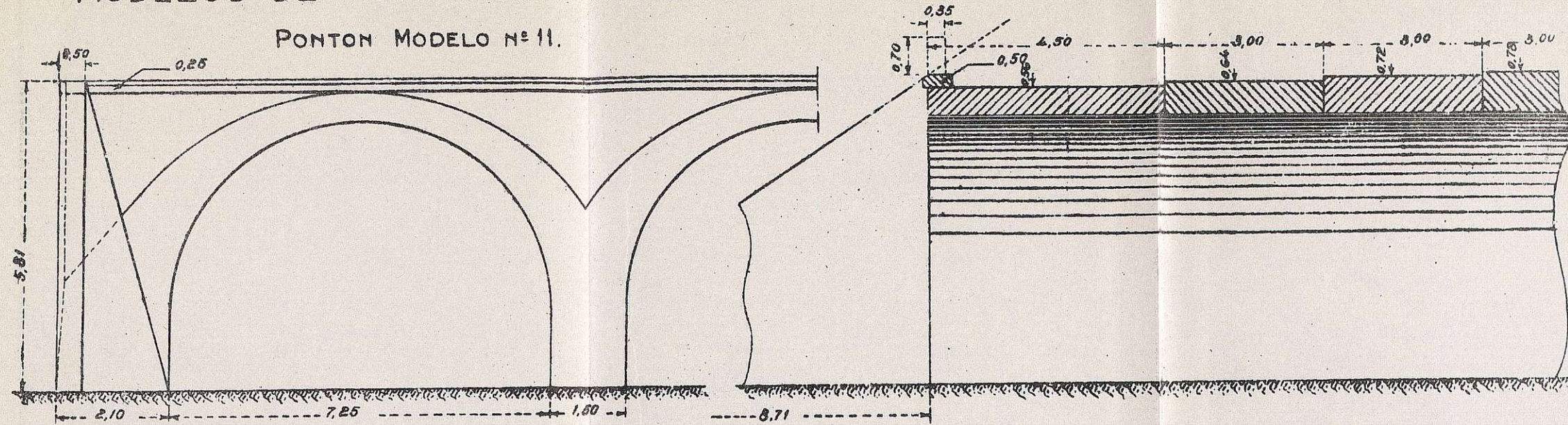
Modelo n.º 10

Este modelo de porton se utiliza para
medir el nivel de agua en el interior
del puerto de las y las embarcaciones.
Se trata de un modelo de porton
que se utiliza para medir el nivel
de agua en el interior del puerto
de las y las embarcaciones.

MODELOS DE PONTONES ESCALA DE 1:100

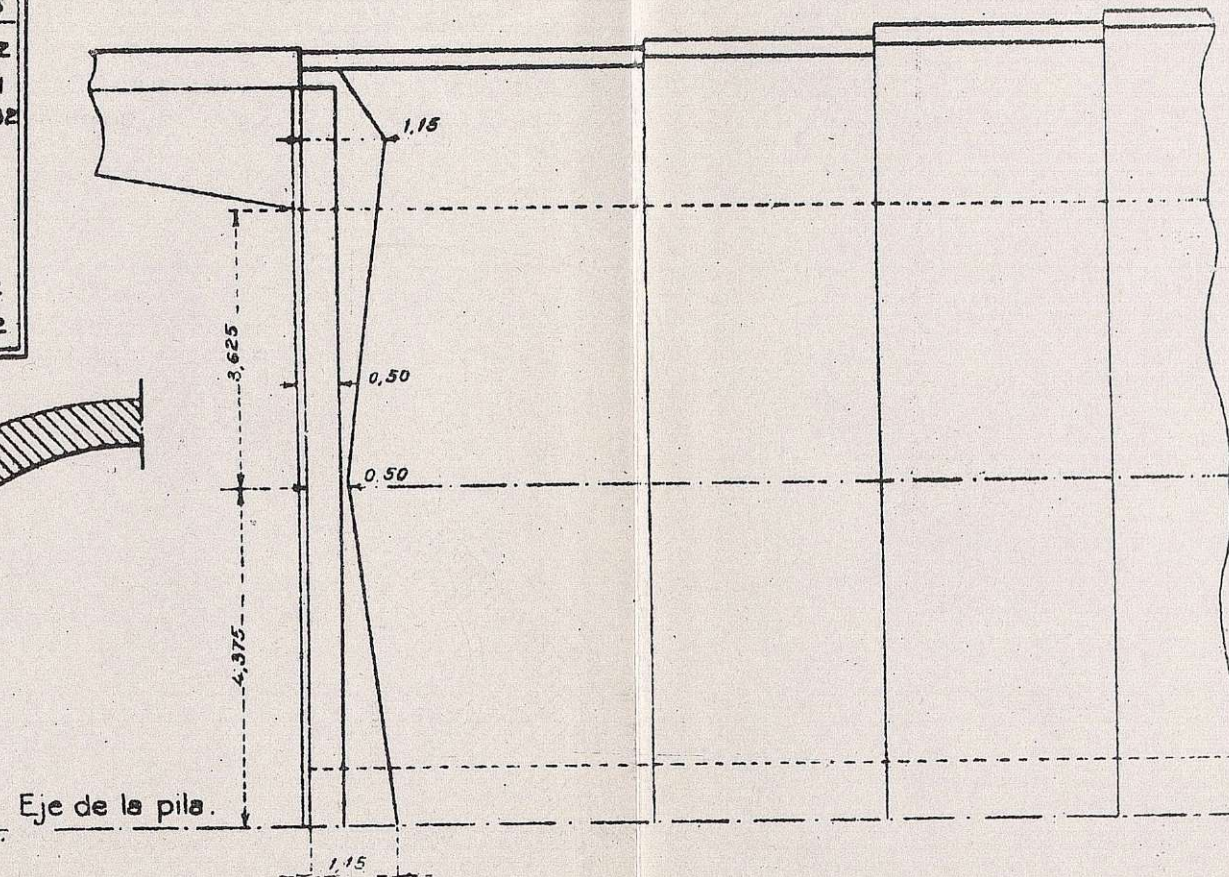
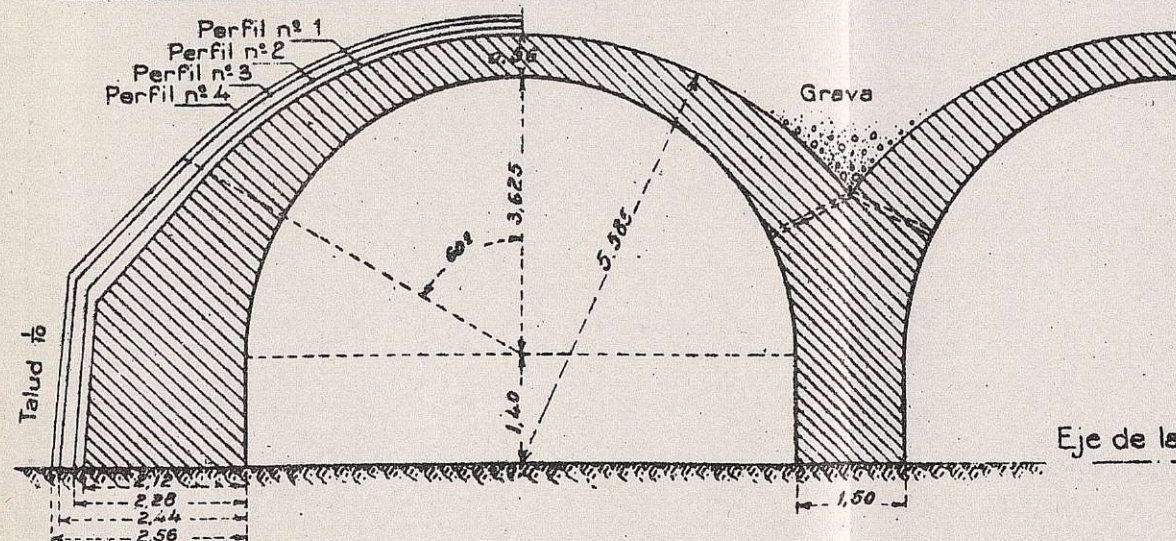
LÁMINA 18.

PONTON MODELO nº 11.

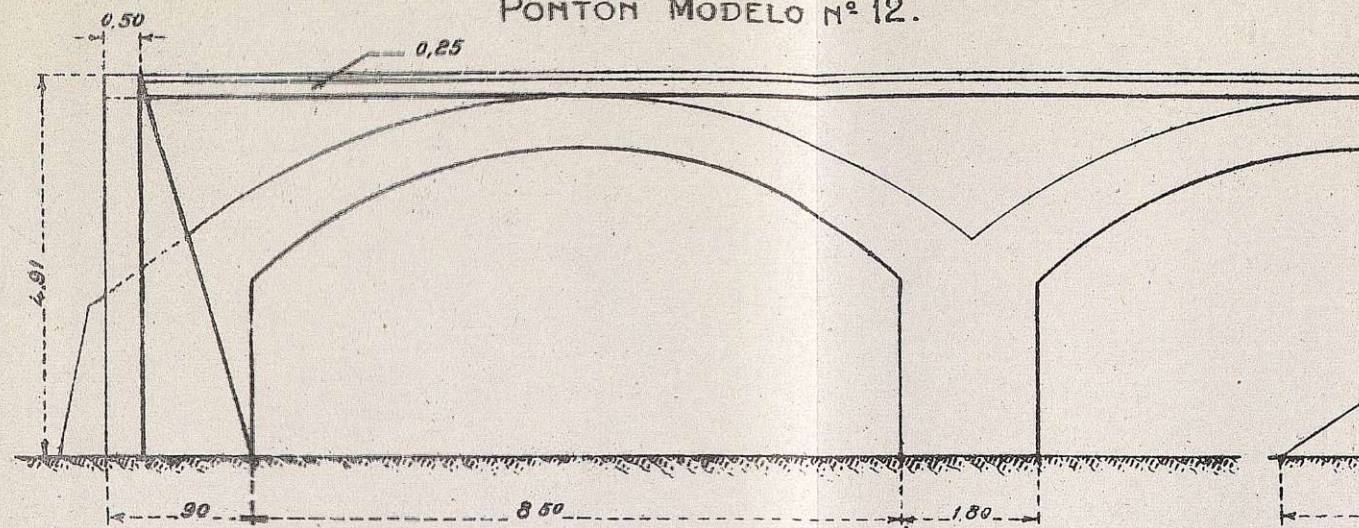


CUBICACIÓN Y DIMENSIONES QUE NO FIGURAN EN LOS PLANOS

Modelo nº 11	Perfiles			
	Nº 1 m³	Nº 2 m³	Nº 3 m³	Nº 4 m³
Metro lineal de bóveda entre juntas de rotura	5,776	6,808	8,166	8,932
Metro lineal de estribo desde la junta de rotura	6,511	7,192	8,157	8,511
Metro lineal de pila y dos semi-bovedas	12,431	14,252	14,526	15,262
Semi-timpano de pila	2,598			
Semi-timpano de estribo	5,747			
Una aleta	26,296			
Un metro lineal de imposta	0,125			
Espesor de bóveda en junta de rotura	1,09	1,25	1,40	1,52
Espesor de estribo en arranques	1,98	2,14	2,30	2,42

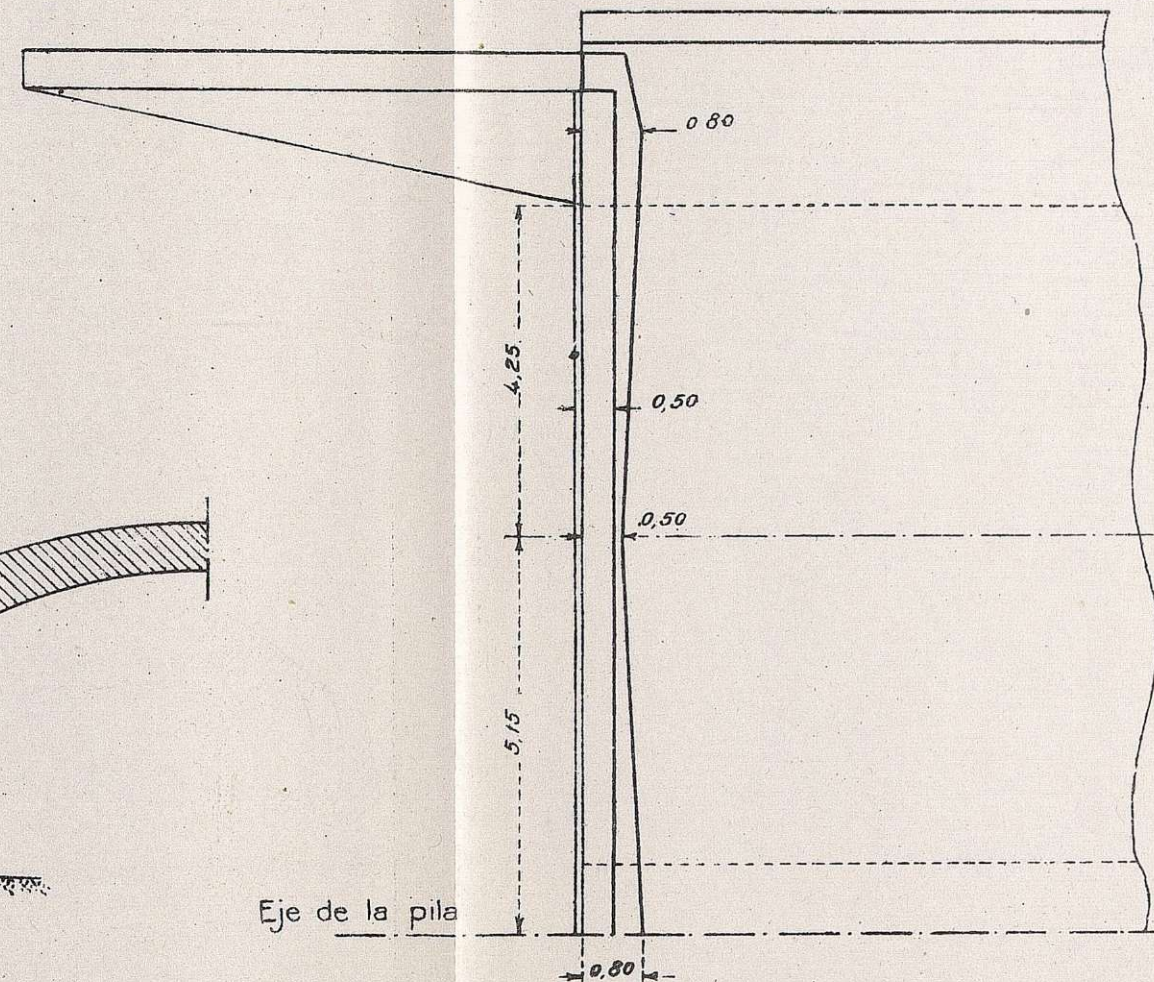
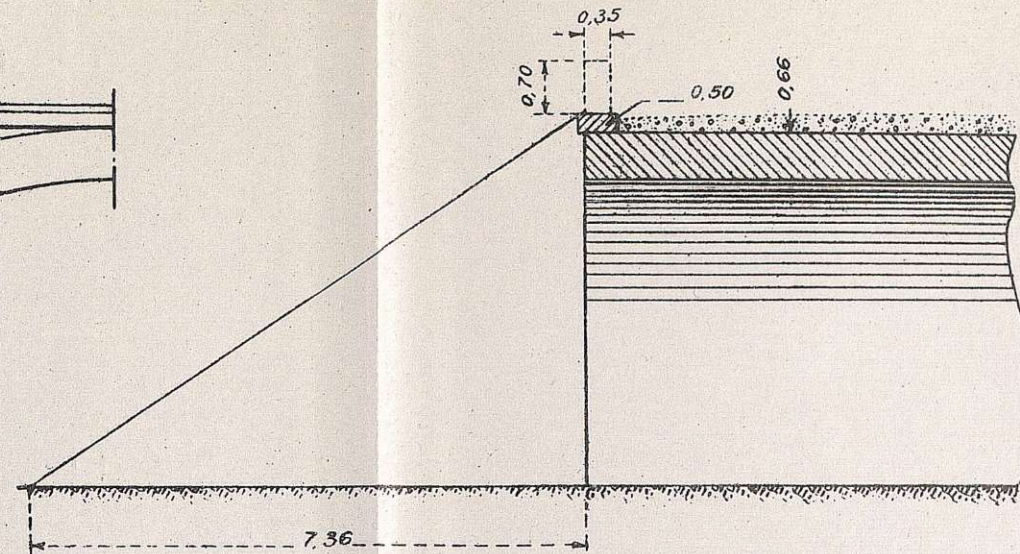
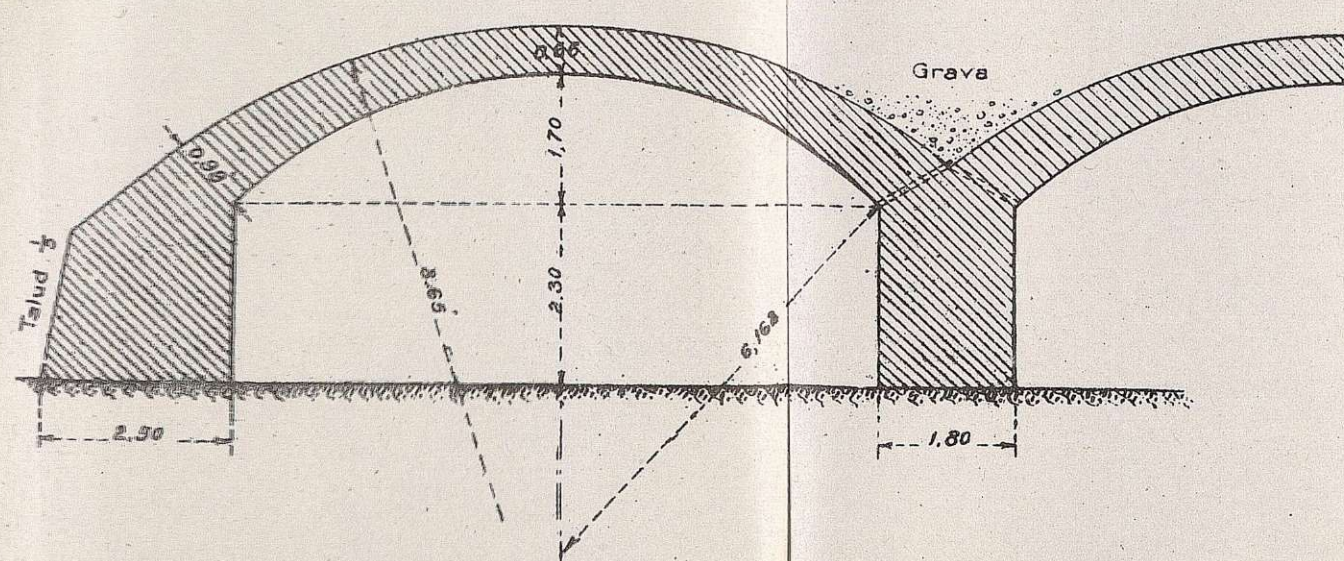


PONTON MODELO N° 12.



CUBICACIÓN

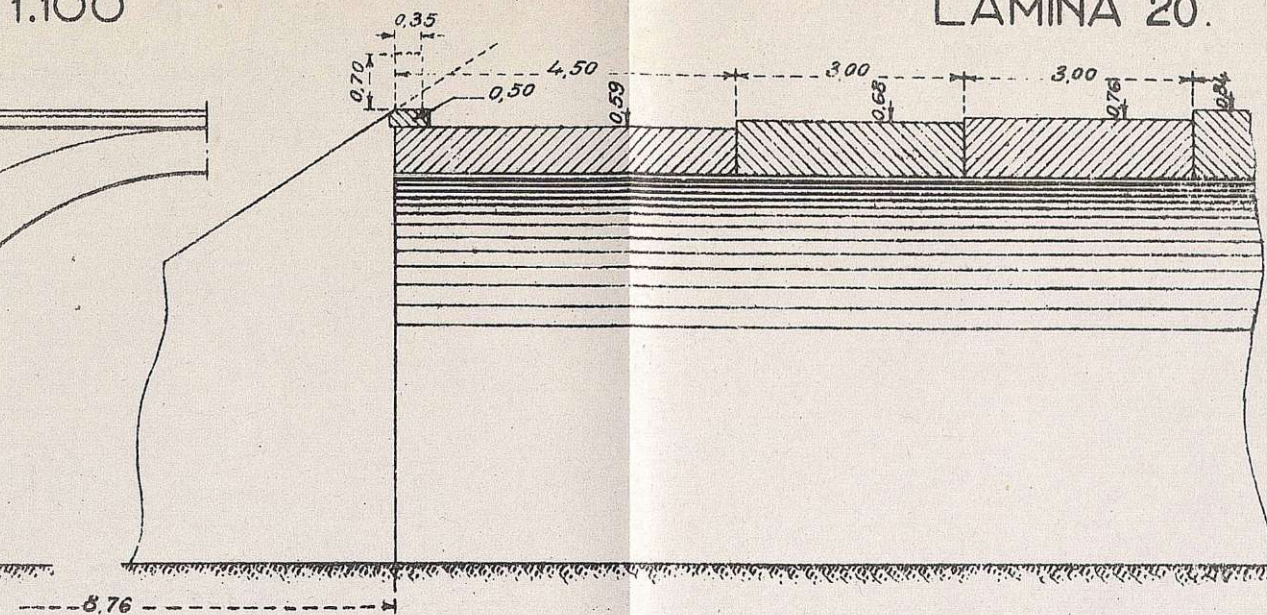
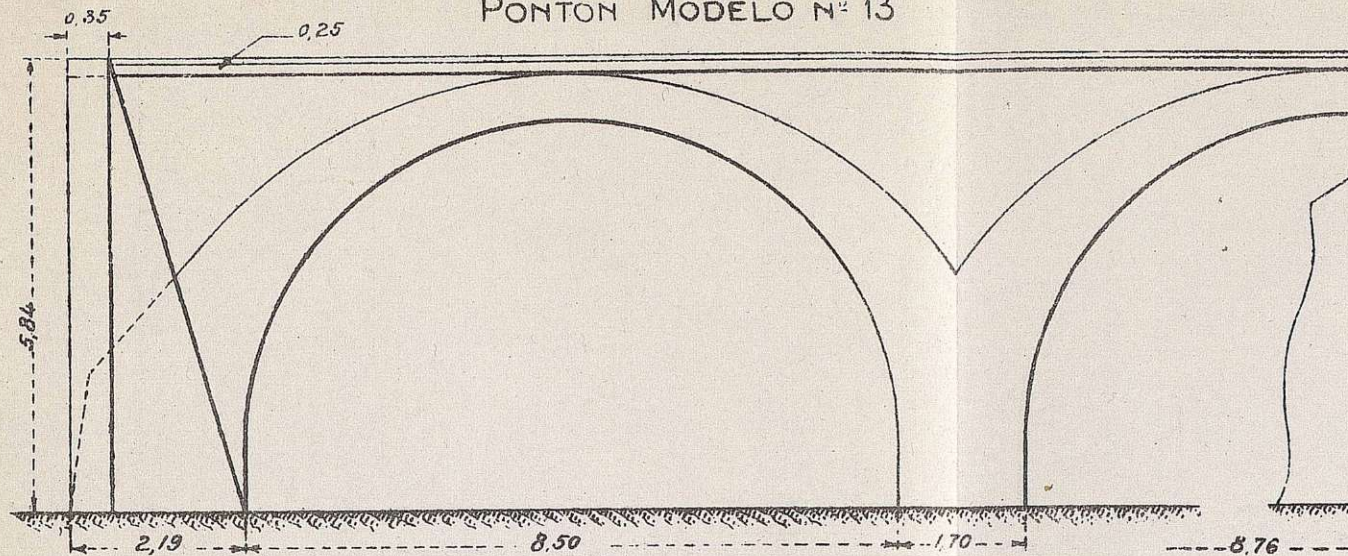
Modelo n° 12.	m ³
Metro lineal de bóveda entre juntas de rotura	7.900
Metro lineal de estribo desde la junta de rotura	5.755
Metro lineal de pila y dos semi-bóvedas	12.595
Semi-timpano de pila	12.073
Semi-timpano de estribo	3.471
Una aleta	17.948
Un metro lineal de imposta	0.125



MODELOS DE PONTONES ESCALA DE 1:100

LAMINA 20.

PONTON MODELO N° 13



CUBICACION Y DIMENSIONES QUE NO FIGURAN EN LOS PLANOS

Modelo n° 13	Perfiles			
	N°1 m³	N°2 m³	N°3 m³	N°4 m³
Metro lineal de bóveda entre juntas de rotura	7.705	3.991	10.159	11.124
Metro lineal de estribo desde la junta de rotura	6.175	6.991	7.679	8.604
Metro lineal de pila y dos semi-bóvedas	14.352	15.816	17.068	19.841
Semi-timpano de pila	4.410			
Semi-timpano de estribo	8.129			
Una aleta	27.199			
Un metro lineal de imposta	0.125			
Espesor de bóveda en junta de rotura	1.18	1.36	1.52	1.68
Espesor de estribo en arranques	2.11	2.30	2.45	2.61

